



**Universidad Autónoma Metropolitana  
Unidad Azcapotzalco**

---

**DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERIA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**FACTORES QUE INCREMENTAN LA  
VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS CON  
DISCONTINUIDAD DE ALTURA**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**P R E S E N T A**

**ALCÁNTARA LAGUNAS PABLO**

**TUTOR:**

**DR. ALONSO GÓMEZ BERNAL  
CO-ASESOR**

**DR. HUGÓN JUÁREZ GARCÍA**

**MÉXICO, D.F.**

**MARZO, 2016**

# Agradecimientos

El autor agradece a que todas aquellas personas que contribuyeron a la elaboración y culminación satisfactoria del presente trabajo.

Agradecimiento especial a mi asesor de tesis Dr. Alonso Gómez Bernal, por su acertada guía e innumerables aportaciones a este trabajo, y al Dr. Hugón Juárez García por sus opiniones durante la elaboración de este trabajo.

También se agradece al Dr. Héctor Sánchez Sánchez y al Dr. Ticiano Perea Olvera por sus acertadas opiniones para mejora de este trabajo.

A todos los profesores del posgrado, que con sus enseñanzas han abierto un amplio panorama de conocimientos que sin duda serán de gran utilidad para mi vida profesional.

A la coordinación del posgrado el Dr. Arturo Tena Colunga por su gran apoyo.

A la Universidad Autónoma Metropolitana unidad Azcapotzalco y a CONACYT, esta última por haber otorgado la beca que hizo posible la culminación de estos estudios.

A mis padres Juana Lagunas Correa y José Gregorio Alcántara Soto, por todo el apoyo en cada una de las etapas de mi formación profesional, así como también a mis hermanos.

A todas aquellas personas que directa o indirectamente colaboraron para coronar con éxito este trabajo.

# ÍNDICE

|                          |            |
|--------------------------|------------|
| <b>RESUMEN</b>           | <b>i</b>   |
| <b>ABSTRACT</b>          | <b>ii</b>  |
| <b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> | <b>iii</b> |
| <b>ÍNDICE DE TABLAS</b>  | <b>vii</b> |

|   |               |
|---|---------------|
| <b>Capítulo 1 Introducción</b>  | <b>1</b>      |
| 1.1    Introducción   | 1             |
| 1.2    Irregularidad vertical y horizontal                            | 1             |
| 1.3    Metodología  | 3             |
| 1.4    Objetivo general   | 4             |
| 1.4.1    Objetivos específicos:                                       | 4             |
| 1.5    Alcance  | 5             |
| 1.6    Organización de la tesis                                       | 5             |
| <br><b>Capítulo 2 Análisis de rigidez de un modelo losa-muro</b>      | <br><b>7</b>  |
| 2.1    Introducción   | 7             |
| 2.2    Algunos trabajos sobre losas de transferencia                  | 7             |
| 2.2.1    Investigaciones de edificios con pisos de transferencia      | 7             |
| 2.2.2    Investigaciones de losas con cargas concentradas             | 9             |
| 2.2.3    Estudios relacionados sobre sistemas de piso flexible        | 11            |
| 2.2.4    Tipos de diafragmas de piso                                  | 11            |
| 2.3    rigidez vertical del modelo losa muro                          | 12            |
| 2.3.1    Propiedades de los materiales y carga (según las NTC – 2004) | 14            |
| 2.3.2    Modelos con muro de mampostería                              | 15            |
| 2.3.3    Modelos con muro de concreto                                 | 17            |
| 2.3.4    Rigidez vertical   | 19            |
| 2.4    Rigidez lateral del modelo losa-muro                           | 22            |
| 2.5    Revisión de resultados   | 24            |
| 2.6    Observaciones  | 25            |
| <br><b>Capítulo 3 Diseño de losas</b>                                 | <br><b>26</b> |
| 3.1    Introducción   | 26            |
| 3.2    Tipos de losas   | 27            |
| 3.3    Diseño de losas unidireccionales                               | 28            |
| 3.3.1    Especificaciones de las NTCC-2004                            | 31            |

|   |   |           |
|---|---|-----------|
| 3.4   | diseño de Losas en dos direcciones (bidireccionales)                    | 32        |
| 3.4.1   | Recomendaciones para el diseño de losas según ACI 318-02                | 32        |
| 3.4.2   | Recomendaciones para el diseño de losas según NTCC-2004 (sección 6.3.3) | 36        |
| 3.4.3   | Detalles del armado   | 40        |
| 3.4.4   | Armados típicos de losas apoyadas perimetralmente                       | 40        |
| <b>Capítulo 4 Momentos resistentes en la losa de transferencia con base en datos experimentales</b> |   | <b>42</b> |
| 4.1   | Introducción  | 42        |
| 4.1.1   | Puntos de monitoreo de deformaciones                                    | 42        |
| 4.2   | Cálculo de los momentos   | 44        |
| 4.2.1   | Hipótesis para el cálculo de la resistencia de elementos a flexión      | 44        |
| 4.3   | Propiedades mecánicas de los materiales                                 | 46        |
| 4.3.1   | Concreto  | 46        |
| 4.3.2   | Acero de refuerzo   | 46        |
| 4.3.3   | Mampostería   | 47        |
| 4.4   | Modelo no-lineal de los materiales                                      | 47        |
| 4.4.1   | Método de Hognestad para el concreto                                    | 47        |
| 4.4.2   | Modelo según Liu (1987) para el acero                                   | 48        |
| 4.5   | Protocolo de carga  | 49        |
| 4.6   | Carga vertical  | 49        |
| 4.6.1   | Calculo de momentos en SAP2000  | 50        |
| 4.6.2   | Calculo de los momentos datos experimentales                            | 52        |
| 4.6.3   | Comparación de los coeficientes con NTCC-2004                           | 54        |
| 4.7   | Carga lateral   | 56        |
| 4.7.1   | Deformaciones en el centro de la losa en las dos direcciones            | 57        |
| 4.7.2   | Calculo de momentos en SAP2000  | 58        |
| 4.7.3   | Calculo de los momentos datos experimentales                            | 60        |
| 4.8   | Combinación de carga vertical y lateral                                 | 61        |
| 4.8.1   | Calculo de momentos en SAP2000  | 63        |
| 4.8.2   | Calculo de los momentos datos experimentales                            | 66        |
| 4.9   | Revisión de momentos (resistencia-demanda)                              | 68        |
| 4.10  | Momentos promedio en franja central                                     | 69        |
| 4.11  | Observaciones y/o conclusiones  | 70        |
| <b>Capítulo 5 Diseño de muros</b>   |   | <b>72</b> |
| 5.1   | Introducción  | 72        |
| 5.2   | Diseño de muros de mampostería  | 72        |
| 5.2.1   | Resistencia a compresión de muros confinados                            | 73        |
| 5.2.2   | Resistencia a flexocompresión de muros confinados                       | 73        |
| 5.2.3   | Fuerza cortante resistida por la mampostería                            | 74        |
| 5.3   | Diseño de muros de concreto   | 74        |

|                   |   |            |
|-------------------|---|------------|
| 5.3.1             | Muros de concreto sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas         | 75         |
| 5.3.2             | Fuerza cortante   | 75         |
| <b>Capítulo 6</b> | <b>Análisis de edificios con piso de transferencia</b>                                | <b>79</b>  |
| 6.1               | Introducción  | 79         |
| 6.2               | Identificación de los sistemas de piso  | 79         |
| 6.3               | Edificio A  | 80         |
| 6.3.1             | Análisis de cortantes en los muros del segundo nivel                                  | 82         |
| 6.4               | Edificio B  | 87         |
| 6.4.1             | Análisis de cortantes en los muros del primer nivel                                   | 88         |
| 6.5               | Edificio C  | 92         |
| 6.5.1             | Análisis de cortantes en los muros de PB  | 94         |
| 6.6               | Análisis de rigidez de los edificios  | 97         |
| 6.7               | Clasificación por su discontinuidad   | 98         |
| <b>Capítulo 7</b> | <b>Análisis paramétrico de edificios con irregularidad por desvío fuera del plano</b> | <b>100</b> |
| 7.1               | Introducción  | 100        |
| 7.2               | Descripción del modelo  | 100        |
| 7.2.1             | Características estructurales   | 101        |
| 7.3               | Análisis de cortantes (Muros mampostería)   | 103        |
| 7.4               | Análisis de cortantes (Muros concreto)  | 107        |
| 7.5               | Cortantes en otros Sistemas de piso en PB   | 110        |
| 7.6               | Conclusiones y/o observaciones  | 111        |
|                   | <b>CONCLUSIONES /OBSERVACIONES</b>  | <b>112</b> |
|                   | <b>ANEXO A</b>  | <b>114</b> |
|                   | <b>REFERENCIAS</b>  | <b>118</b> |

## **RESUMEN**

En este trabajo se presenta un panorama sobre factores que se ven involucrados en la vulnerabilidad de los edificios de mediana altura estructurados con muros de concreto, mampostería, o combinados. Los factores que más se ven involucrados en este tipo de estructuras son muros apoyados sobre losas, áreas libres muy grandes, demandas muy grandes de cortantes en muros por cargas gravitacionales, diseño de elementos (losa) no adecuados para soportar cargas no consideradas en el diseño, etc.

El problema de todo este tipo de factores surge cuando los muros de los pisos superiores, que pueden ser de concreto o mampostería, no pueden ser continuados hasta la cimentación ya sea por el uso de estacionamiento o algún otro uso distinto al de los pisos superiores.

Para verificar en cuanto influye el espesor de la losa se realizó un análisis con elementos finitos de un prototipo losa-muro con diferentes espesores, longitudes de muro y los dos tipos de material del muro (mampostería y concreto).

También se realizó un análisis de los resultados obtenidos de la prueba de laboratorio del prototipo losa-muro realizada por Vargas (2014), uno de los puntos a tratar es el cálculo de los momentos en cada una de las etapas de la prueba ante carga vertical, carga lateral y combinada; así como una revisión de los coeficientes para el diseño de losas conforme a las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal – 2004.

Con el propósito de caracterizar a los edificios estructurados con piso de transferencia se estudian modelos con muros discontinuos en altura conocidos como sistemas irregulares con desvío fuera del plano. Los resultados mostraron que al aumentar el área de muros que se interrumpen aumentan las fuerzas cortantes y axiales en los muros, llegando a valores que exceden hasta 3 veces las resistencias de diseño. Además se revisaron tres edificios reales para verificar los requisitos de piso flexible, piso débil y desvío fuera del plano, éstos dos últimos con expresiones propuestas. Además se muestran resultados de resistencia de una losa de un espécimen losa-muro ensayado en laboratorio.

# ABSTRACT

In Mexico the construction of medium-rise buildings with a structural floor system called "transfer slabs" have been popularized over recent years. These structures have a floor system (transfer slab or transfer floor) supported on one rigid level, which is used as a parking lot. On top of this transfer slab, a four-story shear wall super-structure is constructed. A large percentage of these walls are interrupted at the transfer floor level, and they are not continuous through the foundation. However, a few walls are continuous in height over the edges of the structure, but a significant percentage of walls in the upper stories are not aligned with the axes of the frames of the first floor. This structural configuration causes a significant increase in the shear stress in these walls. This can be explained due to the excessive deflections that walls induce to the slab. The shear forces calculated are two to three times larger than those that these walls would have if they were continuous throughout all their height. In addition, the transfer slab is exposed to additional stresses and high deformations.

The transfer floor system requires further investigation, and in this Thesis the fundamental objective is to analyze, using numerical models and results from an experimental model, the factors involved in the vulnerability of mid-rise buildings designed with irregularities in height.

With the purpose of characterizing buildings structured with transfer floor, several models are studied, which have discontinuities in height known as systems with Out-of-Plane Offsets Irregularity. The results showed that increasing the area of interrupted walls, the shear and axial forces in the walls are increased too, reaching to values that exceed the design resistance up to 3 times. In addition, three actual buildings were reviewed to verify the requirements of stiffness-soft story irregularity, Weak Story and Out-of-Plane Offsets, these last two were revised with expressions proposed here.

Besides, results from a slab of a slab-wall specimen tested in the structures laboratory are presented. The measurement of the strains in the model was possible due to a set of strain gages (SGs) that were installed in the reinforcement of the concrete elements. The slabs had 16 SGs in the bottom and 16 SGs in the top of the slab. The tie-columns of the masonry wall had 20 SGs in the longitudinal re-bars. And finally, there were 10 SGs in the concrete slab and the tie-columns. Bending moments in the slab were calculated from the strain gage measurements, and these results are compared with the moments obtained from numerical models in two-way slabs.

# ÍNDICE DE FIGURAS

## **Capítulo 1**

|  |   |
|--|---|
| Figura 1.1 Definición de dos casos de irregularidad estructural vertical: Entrepiso Flexible y entrepiso Débil ..... | 2 |
| Figura 1.2 Edificio típico con discontinuidad en elevación.....  | 3 |
| Figura 1.3 Dos ejemplos de Irregularidad por desvío fuera del plano, o de discontinuidad horizontal .....            | 3 |

## **Capítulo 2**

|  |    |
|--|----|
| Figura 2.1 Modelo de ensaye (foto de Vargas 2014).....   | 10 |
| Figura 2.2 Modelo de una losa de transferencia (foto de Naeim y Boppana, 2001) .....   | 12 |
| Figura 2.3 Edificio con losa de transferencia (Foto propia) .....  | 12 |
| Figura 2.4 Modelo losa-muro con muro de mampostería o concreto .....   | 13 |
| Figura 2.5 Curvas de capacidad losa-muro (Manzanares, 2013).....   | 14 |
| Figura 2.6 Comparación de curvas para los muros de 2.5 m .....   | 15 |
| Figura 2.7 Curvas de capacidad modelo M100, M150, M200, M250, M300 y M350.....   | 16 |
| Figura 2.8 Grafica de la variación del desplazamiento según el espesor.....  | 17 |
| Figura 2.9 Comparación de las curvas para el muro de 3 m de longitud a) espesor de 13cm, b) espesor 12cm.....  | 17 |
| Figura 2.10 Curvas de capacidad modelo C100, C150, C200, C250, C300, C350 .....  | 18 |
| Figura 2.11 Gráfica de la variación del desplazamiento .....   | 19 |
| Figura 2.12 Grafica de la variación del desplazamiento en el centro del claro .....  | 21 |
| Figura 2.13 Comparación entre las curvas de capacidad del modelo numérico y modelo experimental del prototipo losa-muro con carga combinada (Gómez et al, 2015)..... | 22 |
| Figura 2.14 Rigidez lateral del modelo losa-muro.....  | 23 |
| Figura 2.15 Comparación de variación de desplazamientos (concreto) .....   | 24 |
| Figura 2.16 Comparación de variación de desplazamientos (mampostería) .....  | 25 |

## **Capítulo 3**

|  |    |
|--|----|
| Figura 3.1 a) Losa unidireccional, b) losa en dos direcciones (figuras tomadas del libro “Diseño de concreto” R. McCormac) .....             | 27 |
| Figura 3.2 a) Placa plana, b) losa plana (figuras tomadas del libro “Diseño de concreto” R. McCormac) .....                                  | 28 |
| Figura 3.3 a) franja de losa que trabaja como viga (González Cuevas 2005), b) forma de la flecha ante carga distribuida (McCormac 2007)..... | 28 |
| Figura 3.4 Distribución de momentos para la franja central (figura McCormac 2007) .....  | 33 |
| Figura 3.5 — Definición de las franjas de diseño (ACI 318-02_ 13.6.3).....   | 35 |
| Figura 3.6 Detalles típicos del refuerzo de losas (González 2005).....   | 40 |
| Figura 3.7 Armado típico de losas (ejemplo 1).....   | 41 |
| Figura 3.8 Armado típico de losas (ejemplo 2).....   | 41 |



## **Capítulo 4**

|   |    |
|---|----|
| Figura 4.1 Instrumentación losa de prueba a) lecho inferior b) lecho superior (Vargas 2014). ...  | 43 |
| Figura 4.2 Localización de strain gages de concreto en dala, castillo y losa (Vargas 2014).....   | 43 |
| Figura 4.3 Distribuciones de deformaciones y esfuerzos en una sección sujeta a flexión. ....  | 45 |
| Figura 4.4 Distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión. ....   | 45 |
| Figura 4.5 Gráfica esfuerzo-deformación de un cilindro de concreto .....  | 46 |
| Figura 4.6 Gráfica esfuerzo-deformación de una varilla muestra # 3.....   | 47 |
| Figura 4.7 Modelo de Hognestad (adaptado a Wight K. and MacGregor J. 2012) .....  | 48 |
| Figura 4.8 Modelo no-lineal del acero estructural grado 42 (Según Aguilar y Alcocer, 2001) ...  | 48 |
| Figura 4.9 Secuencia de carga vertical aplicada .....   | 49 |
| Figura 4.10 a) Grafica Carga – deformación SG-17, b) Grafica Carga – deformación SG-17 (parte elástica - carga de 4.8 ton) .....                                  | 50 |
| Figura 4.11 a) Grafica carga – deformación CONC-F (carga de 4.8 ton), b) grafica carga – deformación CONC-F (zona elástica) .....                                 | 50 |
| Figura 4.12 Modelo Losa-muro analizado con elementos finitos SAP2000 .....  | 51 |
| Figura 4.13 Momentos al centro de la losa en las dos direcciones a) y b) distribución de momentos en toda la losa.....  | 52 |
| Figura 4.14 a) Estado de deformaciones en el centro de la losa (X), b) estado de deformaciones en el centro de la losa (Y) .....                                  | 53 |
| Figura 4.15 Comparación de momentos a) dirección X, b) dirección Y .....  | 53 |
| Figura 4.16 Grafica de momentos en estado elástico y estado último de la prueba experimental a) dirección X, b) dirección Y.....                                  | 54 |
| Figura 4.17 Comparación de los coeficientes a) dirección X, b) dirección Y .....  | 55 |
| Figura 4.18 Secuencia de carga lateral aplicada .....   | 56 |
| Figura 4.19 a) Grafica carga – deformación SG-17, b) grafica carga – deformación SG-01 (carga lateral de 2.8 t) .....   | 57 |
| Figura 4.20 Grafica de las deformaciones en el centro de la losa.....   | 58 |
| Figura 4.21 Distribución de momentos en la losa, ante carga lateral a) dirección X, b) dirección Y (kgf*cm/cm).....   | 59 |
| Figura 4.22 Gráfica de momentos en las dos direcciones.....   | 59 |
| Figura 4.23 Ilustración de la rotación del sistema losa-muro .....  | 60 |
| Figura 4.24 Momentos de la losa en los extremos del muro dirección Y.....   | 60 |
| Figura 4.25 Gráfica de momentos del modelo experimental a) dirección X, b) dirección Y .....  | 61 |
| Figura 4.26 Comparación de coeficientes entre carga horizontal y diseño común de losa .....   | 61 |
| Figura 4.27 Grafica de los ciclos de carga lateral .....  | 62 |
| Figura 4.28 Grafica carga – deformación SG-17, b) grafica carga – deformación SG-01 (carga lateral) .....   | 62 |
| Figura 4.29 Modelo losa-muro analizado en SAP2000 con carga combinada .....   | 63 |
| Figura 4.30 Distribución de los momentos en la losa ante carga combinada las de la izquierda corresponden a dirección X y las de la derecha a Y (kgf-cm/cm) ..... | 64 |
| Figura 4.31 Momentos debidos a la carga vertical más lateral a) positiva, b) negativa .....   | 65 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 4.32 Momentos en la dirección perpendicular al muro ante carga combinada .....  | 65 |
| Figura 4.33 Estado de deformaciones para carga combinada a) lateral (+), b) lateral (-) .....  | 66 |
| Figura 4.34 Momentos en la franja central paralela al muro en sus tres etapas a) carga lateral (+), b) carga lateral (-).....            | 67 |
| Figura 4.35 Comparación de momentos para cada una de las etapas en las dos direcciones de carga a) etapa 1, b) etapa 2 y c) etapa 3..... | 67 |
| Figura 4.36 Comparación de los momentos resistentes-demanda ante carga vertical 4.87 ton a) dirección X, b) dirección Y.....             | 68 |
| Figura 4.37 Comparación de los momentos resistentes-demanda ante carga lateral 2.87 t a) dirección X, b) dirección Y.....                | 69 |
| Figura 4.38 Comparación de los momentos resistentes-demanda ante carga combinada a) carga (+), b) carga (-).....                         | 69 |
| Figura 4.39 Comparación de momentos demanda-resistente en la franja central de la losa .....   | 70 |
| Figura 4.40 Envolvente de momentos de diseño para este tipo de losa con muro .....   | 70 |

## **Capítulo 5**

|   |    |
|---|----|
| Figura 5.1 Detalle de armado para muros de concreto NTCC-2004 ..... | 78 |
|---|----|

## **Capítulo 6**

|   |    |
|---|----|
| Figura 6.1 a) Sistema de piso del primer nivel b) edificio completo.....  | 81 |
| Figura 6.2 a) Se muestra el sistema de piso del nivel 1 b) distribución de los muros sobre el primer nivel..... | 81 |
| Figura 6.3 Comparación de la densidad de muros.....   | 82 |
| Figura 6.4 Modelo del edificio en vista tridimensional ETABS .....  | 87 |
| Figura 6.5 Distribución de las columnas y muros.....  | 88 |
| Figura 6.6 Modelo del edificio en ETABS .....   | 93 |
| Figura 6.7 Muros del sótano y planta baja.....  | 93 |
| Figura 6.8 Variación de las rigideces de entrepiso en los tres edificios reales .....                           | 97 |

## **Capítulo 7**

|   |     |
|---|-----|
| Figura 7.1 Modelo del edificio con muros continuos (MMC).....   | 102 |
| Figura 7.2 Modelo de edificio con muros discontinuos (MMD2) .....   | 102 |
| Figura 7.3 Planta baja de los diferentes casos de los modelos discontinuos estudiados, MMD1, MMD2, MMD3, MMD4, MMD5 y MMD6.....   | 103 |
| Figura 7.4 Nomenclatura para los muros de mampostería y concreto.....   | 104 |
| Figura 7.5 Variación de los cocientes de las fuerzas cortantes en entrepisos 1, 2, 3 y 4 de los diferentes modelos discontinuos entre el modelo continuo, condición C vertical + C sismo .... | 106 |
| Figura 7.6 Relación entre las fuerzas cortantes últimas y las resistentes.....  | 106 |
| Figura 7.7 Variación de las fuerzas axiales calculadas en los diferentes modelos estudiados ...   | 107 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 7.8 Variación de los cocientes de las fuerzas cortantes en entrepisos 1, 2, 3 y 4 de los diferentes modelos discontinuos entre el modelo continuo, condición C vertical + C sismo .... | 109 |
| Figura 7.9 Relación entre las fuerzas cortantes últimas y las resistentes MC .....  | 109 |
| Figura 7.10 Sistema de piso Losa con vigas poco espaciadas (izquierda), Losa aligerada (derecha) .....  | 110 |
| Figura 7.11 Variación de los cocientes de las fuerzas cortantes en el primer entrepiso ante carga combinada para los tres sistemas de piso. ....  | 111 |

## **Anexo A**

|   |     |
|---|-----|
| Figura A.1 Plano de elevación de edificio de 3 niveles con muros a cortante (figura izquierda caso de simetría en muros, derecha muro con asimetría en rigidez o muros con huecos)..... | 114 |
| Figura A.2 Modelo 2 que se representa en la figura 1 (derecha).....   | 115 |
| Figura A.3 Fuerzas cortantes de los muros A y B (modelo 2) resultados de Naeim y Boppana.   | 115 |
| Figura A. 4 Resultados de los análisis de los dos modelos.....  | 116 |

# ÍNDICE DE TABLAS

## **Capítulo 3**

|   |    |
|---|----|
| Tabla 3.1 Peraltes mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección ( $L = \text{claro}$ ) .....                          | 28 |
| Tabla 3.2 Coeficientes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes del Reglamento ACI 318-02.....                              | 30 |
| Tabla 3.3 Relación de refuerzo $\rho$ para calcular el acero por contracción y temperatura según el reglamento ACI 318-02 ..... | 31 |
| Tabla 3.4 Distribución del momento total en el claro de un claro extremo (ACI 318-02_13.6.3) .....                              | 34 |
| Tabla 3.5 Diseño de losas en dos direcciones por el método de los coeficientes (ACI 318-02_13.6.9) .....                        | 35 |
| Tabla 3.6 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales (NTCC-2004).....                 | 37 |
| Tabla 3.7 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes (NTCC-04) .....                         | 39 |

## **Capítulo 4**

|   |    |
|---|----|
| Tabla 4.1 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes ..... | 55 |
|---|----|

## **Capítulo 6**

|   |    |
|---|----|
| Tabla 6.1 Información detallada del sistema de entrepiso edificio A .....                       | 82 |
| Tabla 6.2 Fuerzas axiales y cortantes del edificio A (dirección corta) .....                    | 83 |
| Tabla 6.3 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio A (dirección corta) .....   | 84 |
| Tabla 6.4 Fuerzas axiales y cortantes del edificio A (dirección larga) .....                    | 85 |
| Tabla 6.5 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio A (dirección larga) .....   | 86 |
| Tabla 6.6 Información detallada del sistema de entrepiso edificio B .....                       | 88 |
| Tabla 6.7 Fuerzas axiales y cortantes del edificio B (dirección X) .....                        | 89 |
| Tabla 6.8 Fuerzas axiales y cortantes del edificio B (dirección Y) .....                        | 90 |
| Tabla 6.9 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio B (dirección X).....        | 91 |
| Tabla 6.10 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio B (dirección Y).....       | 92 |
| Tabla 6.11 Información detallada del sistema de entrepiso edificio C .....                      | 94 |
| Tabla 6.12 Fuerzas axiales y cortantes del edificio C (dirección X) .....                       | 95 |
| Tabla 6.13 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio C (dirección X).....       | 95 |
| Tabla 6.14 Fuerzas axiales y cortantes del edificio C (dirección Y) .....                       | 96 |
| Tabla 6.15 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio (dirección Y) .....        | 96 |
| Tabla 6.16 Áreas de los elementos estructurales resistentes y discontinuidades calculadas. .... | 99 |

## **Capítulo 7**

|  |     |
|--|-----|
| Tabla 7.1 Modelos que fueron analizados .....                | 102 |
| Tabla 7.2 Áreas discontinuas de los modelos estudiados ..... | 106 |

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1 INTRODUCCIÓN

La construcción de edificios con pisos de transferencia se ha incrementado de forma notable en México, y su comportamiento no está bien comprendido ni regulado. En la UAM se implementó un programa analítico y experimental para estudiar la respuesta de modelos de muros de mampostería apoyados sobre losas de concreto, y poder definir recomendaciones en edificios con losas de transferencia. Esta tesis forma parte de este programa. A continuación, se plantea el problema y se definen los objetivos, de este trabajo.

### 1.2 IRREGULARIDAD VERTICAL Y HORIZONTAL

A mediados del siglo XX se popularizó el diseño arquitectónico que consistió en promover espacios abiertos en la planta baja de edificios ya fueran destinados para vivienda o para oficina. Estas construcciones conducen a un sistema estructural, que de acuerdo a reglamentos y códigos de construcción, es categorizado como de irregularidad en elevación o vertical, y dependiendo del grado de esta irregularidad se adoptará el criterio de diseño sísmico más adecuado. En el ámbito de la Ingeniería Estructural Antisísmica, se ha intentado identificar algunos casos específicos de este sistema estructural discontinuo como los edificios llamados de planta flexible (*stiffness-soft story irregularity*), en donde es evidente una fuerte disminución de la rigidez o de la restricción a los desplazamientos de la planta baja, respecto al resto de los niveles del edificio. Otro caso lo representa el edificio con planta débil (*weak story irregularity*), en donde es más evidente el cambio en resistencia lateral de la planta baja respecto al resto del edificio.

Así, de acuerdo al ASCE 2010, un entrepiso flexible (*stiffness-soft story*) es aquel en el cual la rigidez lateral es menor del 70% que la del entrepiso superior, o menor del 80% de la rigidez promedio de los tres entrepisos superiores. Con el fin de limitar la irregularidad vertical ese código también define un sistema estructural límite, o llamado entrepiso flexible extremo (*stiffness- extreme soft story*), que es aquel entrepiso en el cual la rigidez lateral es menor del 60% de la del entrepiso superior, o menor del 70% de la rigidez promedio de los tres entrepisos superiores. Además en el mismo código, se define la discontinuidad en resistencia lateral de un entrepiso débil (*Weak Story*) cuando la resistencia del entrepiso en cuestión es menor del 80% que la del entrepiso de arriba; y también define un límite para este caso, el entrepiso débil extremo (*extreme weak story*), señalando que se presenta cuando la resistencia del entrepiso en cuestión es menor del 65% que la del entrepiso de arriba.

Por su parte, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS), incluyen ambas condiciones, es decir la de entrepiso débil extremo y la de entrepiso flexible extremo, de manera simultánea en la condición de regularidad número 10 de la sección 6, al señalar que “*Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito,*” lo que significa que el entrepiso inferior no debe ser menor del 67% de la rigidez del entrepiso superior, ni ser menor del 67% de la resistencia.

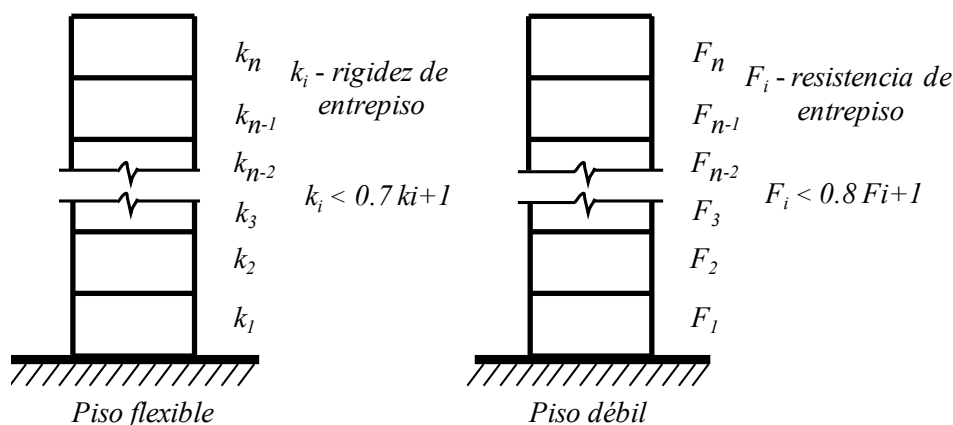


Figura 1.1 Definición de dos casos de irregularidad estructural vertical: Entrepiso Flexible y entrepiso Débil

En construcciones recientes de edificios de ciudades de México cada vez es frecuente que se utilicen losas para soportar muros de carga, ya sean de mampostería confinada o de concreto reforzado, los cuales son discontinuos en elevación, razón por la cual las losas junto con vigas secundarias son las que deben transferir las cargas verticales y laterales al piso inferior y a la cimentación. Por lo general, estos muros están sujetos a fuerzas cortantes mayores que las que tendrían si estuvieran sobre apoyos rígidos o bien si fueran continuos hasta la cimentación. Esta situación puede incrementar la vulnerabilidad en edificios con discontinuidad de altura, y estructurados con sistemas de piso de transferencia, sobre todo cuando se construyen de cuatro o más niveles como indica la Figura 1.2.

Este sistema estructural de losas de transferencia no necesariamente se ajusta por completo a los dos casos descritos en los párrafos anteriores, porque pueden cumplir con los requisitos señalados. Más bien su irregularidad vertical se presenta cuando no están alineados los planos de los sistemas estructurales (muros y marcos).



Figura 1.2 Edificio típico con discontinuidad en elevación.

Esta situación también está tipificada en varios códigos como el ASCE2010 que lo señala como una *Irregularidad por desvío fuera del plano (Out-of-Plane Offsets Irregularity)*. Se presenta cuando existen discontinuidades en la trayectoria de las fuerzas resistentes laterales, tales como los desvíos fuera de plano de los elementos resistentes verticales (marcos y muros), como ilustra la Figura 1.3. En este caso se señala que la fuerza de diseño debe incrementarse en un 25 % en los elementos de conexión del diafragma a los elementos verticales y a los colectores, y en las conexiones de los colectores a elementos verticales. Es decir, que deben cuidarse los elementos de transferencia de las fuerzas.

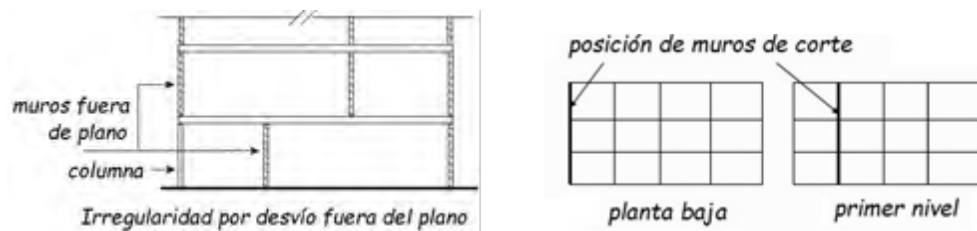


Figura 1.3 Dos ejemplos de Irregularidad por desvío fuera del plano, o de discontinuidad horizontal

### 1.3 METODOLOGÍA

Para desarrollo de esta tesis sea comenzado de investigaciones analíticas así como también de experimentales.



- En la primera parte se realizará un modelo losa-muro aislada con elementos finitos en SAP, donde se revisarán los parámetros más importantes que definen la rigidez de la losa, perpendicular a su plano.
- En la segunda parte se analizarán los deformímetros de los puntos más importantes del prototipo losa-muro; donde se calcularán los momentos de los puntos más críticos de la losa para diferentes niveles de carga; así como también para cada una de las dos condiciones de carga (vertical y lateral).
- En la siguiente sección se hará una revisión de planos y modelos de edificios reales contruidos con sistemas losa-muro, para identificar las diferentes características que tienen estos edificios en particular.
- Por otra parte se realizará un modelo en ETAPS de un edificio de 5 niveles (mediaba altura) con el fin de realizar un estudio paramétrico, del cual se hará una revisión de cortantes de los muros del primer nivel, y hacer una comparación entre demanda y resistencia de los muros.
- Por último se hará un listado de conclusiones, observaciones y recomendaciones de cada uno de los temas tratados en este trabajo

## 1.4 OBJETIVO GENERAL

Evaluar los factores que incrementan la vulnerabilidad en edificios con irregularidad vertical y horizontal, y que están estructurados con sistemas de piso de transferencia.

### 1.4.1 Objetivos específicos:

- Determinar la variación de la rigidez lateral en edificios de mediana altura debido a la flexibilidad de los pisos de transferencia.
- Estimar los parámetros que controlan la rigidez vertical de estructuras que contienen subsistemas losa-muro de transferencia.
- Estudiar modelos de edificios discontinuos donde los parámetros analizados son el área de muros discontinuos, la variación de la fuerza axial y de la fuerza cortante.
- Estudiar modelos de edificios reales con pisos de transferencia para correlacionar sus características estructurales con la rigidez y resistencia.
- Definir las condiciones críticas para las cuales las estructuras con pisos de transferencia son más vulnerables.
- Analizar el efecto del muro sobre los momentos-resistencia de la losa, de acuerdo a los resultados experimentales de un prototipo losa-muro.
- Proponer recomendaciones y especificaciones en elementos estructurales que eviten la reducción de la capacidad resistente de sistemas de piso de transferencia.

Actualmente no se tienen muchas referencias sobre este tipo sistemas en estudio por lo que ha sido una de las motivaciones a realizar esta investigación para complementar algunas de

las conclusiones que se tienen de trabajos anteriores y tener un poco más de conocimiento de este sistema que cada día es más común.

## 1.5 ALCANCE

El presente trabajo hace un estudio de sistemas con piso de transferencia, con la finalidad de hacer recomendaciones para cuando es necesario utilizar este tipo de sistemas. En primer lugar se hace un estudio de la rigidez de un modelo losa-muro aislada, con el propósito de definir los parámetros que definen a este tipo de sistemas. En la segunda parte se hace una revisión de los momentos del modelo experimental losa-muro, con la finalidad de definir los puntos más críticos en la losa, y hacer que este sistema sea más eficiente para resistir las demandas de carga. Por último definir los parámetros más importantes que hacen más vulnerable a una estructura cuando se utiliza este sistema losa-muro, así como el análisis de cortantes en los muros.

## 1.6 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El presente trabajo se ha desarrollado en siete capítulos y un anexo. A continuación se describe el contenido de cada una de estas partes.

### *Capítulo 1 Introducción*

En este capítulo se da una introducción de los temas que se desarrollaran en este trabajo, así como también se describe la definición del problema, exponiendo los diferentes casos de irregularidad en una estructura, enfocándose este trabajo más a la irregularidad de desvío de los elementos verticales fuera del plano (losa de transferencia). También se define el concepto de “losa de transferencia” así como el objetivo, metodología y alcance de este trabajo.

### *Capítulo 2 Análisis de rigidez de un modelo losa-muro*

En este capítulo se analiza la rigidez vertical y la rigidez horizontal de un modelo simple losa-muro, representativo de una zona de un sistema de piso de transferencia. El sistema es una losa maciza apoyada perimetralmente que soporta un muro localizado de forma céntrica. Para el análisis se consideran como variables, el espesor de la losa, la longitud del muro, y el material del muro (mampostería y concreto reforzado), usando diferentes niveles de cargas gravitacionales. Un primer objetivo del estudio es determinar la flexibilidad de la losa de manera vertical, y relacionar las deflexiones con el incremento de los cortantes. En el caso de la rigidez horizontal se muestran resultados de estudios previos.

### *Capítulo 3 Diseño de losas*

En este capítulo se presenta un panorama detallado de análisis y diseño de losas planas más utilizado en la práctica, así como la revisión de los diseños más comunes para este tipo de losas. Este tipo de losas es uno de los más utilizado en el diseño de edificios como piso o losa

de transferencia (*losa transfer*) y su diseño en la mayoría de los casos se hace como una losa plana. La revisión de los métodos es de los simplificados o aproximados que más se utilizan para el diseño de este tipo de losas.

#### *Capítulo 4 Momentos resistentes en la losa de transferencia con base en datos experimentales*

En esta sección se realiza un análisis de los resultados obtenidos de la prueba de laboratorio del prototipo losa-muro, realizado por Vargas (2014). Uno de los puntos a tratar es el cálculo de los momentos en cada una de las etapas de la prueba, ante carga vertical, carga lateral y combinada. También se hace una revisión de los coeficientes para el diseño de losas conforme a las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal – 2004.

#### *Capítulo 5 Diseño de muros*

En este capítulo se describen los criterios para el diseño de muros de mampostería confinada y muros de concreto en edificios. Los criterios y expresiones para el cálculo y revisión de la resistencia de los muros como elementos estructurales, son los que se indican en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y Mampostería del RCDF-04 respectivamente.

#### *Capítulo 6 Análisis de edificios con piso de transferencia*

La construcción de edificios estructurados con sistemas de piso de transferencia se ha vuelto una práctica común principalmente en el sector de la vivienda en varias zonas de la Ciudad de México y del país. En esta sección se resumen algunos resultados de análisis de tres edificios construidos en la Ciudad de México, y que forman parte de una base de datos de edificios de la Colonia Roma (Gómez Bernal et al, 2014).

#### *Capítulo 7 Análisis paramétrico de edificios con irregularidad por desvío fuera del plano*

En este capítulo se realizó un análisis paramétrico de un edificio convencional de mediana altura estructurado a base de muros de mampostería y/o concreto, este con las mismas características que los edificios estudiados en el capítulo anterior. Se decidió plantear una estructura con las mismas características pero de menor dimensión, de tal modo que fuera representativo para que pudieran realizar análisis más detallados y con variación de parámetros.

#### *Conclusiones*

En esta sección se discuten los resultados más importantes de este trabajo, así como observaciones y recomendaciones de cada uno de los temas desarrollados en este trabajo.

# Capítulo 2

## Análisis de rigidez de un modelo losa-muro

### 2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se analiza la rigidez vertical y la rigidez horizontal de un modelo simple losa-muro, representativo de una zona de un sistema de piso de transferencia. El sistema es una losa maciza apoyada perimetralmente que soporta un muro localizado de forma céntrica. Para el análisis se consideran como variables, el espesor de la losa, la longitud del muro, y el material del muro (mampostería y concreto reforzado), usando diferentes niveles de cargas gravitacionales. Un primer objetivo del estudio es determinar la flexibilidad de la losa de manera vertical, y relacionar las deflexiones con el incremento de los cortantes. En el caso de la rigidez horizontal se muestran resultados de estudios previos.

### 2.2 ALGUNOS TRABAJOS SOBRE LOSAS DE TRANSFERENCIA

En esta sección se presenta un compendio de trabajos, donde se ha observado que recientemente se han construido edificios de mediana altura con sistemas de piso en base a losas de transferencia, así como también de investigaciones analíticas como experimentales que se relacionan en el estudio de este tipo de sistemas.

#### 2.2.1 Investigaciones de edificios con pisos de transferencia

En la actualidad, se ha observado, en las áreas urbanas y en particular la ciudad de México, cada vez con más frecuencia la construcción de edificios residenciales de mediana altura de entre 4 y 8 niveles, con sistemas estructurales en base a pisos de transferencia (Gómez, et al 2009). Estos edificios por lo común son destinados para vivienda.

Gómez et al, (2009) presentaron un Informe denominado “Estudio de Observancia del Reglamento de Construcciones de D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias” donde se evaluaron las características estructurales de cierto número de edificios construidos principalmente en la Colonia Roma que se presumían podían presentar un funcionamiento

sísmico deficiente, de los cuales se presentaron algunos casos con sistema de piso en el primer nivel losa-muro.

Se observó que el sistema de losa de transferencia en lo general se utiliza en el primer nivel, con el objetivo de tener un mayor espacio abierto en la parte inferior del edificio, para un uso distinto al de los niveles superiores por lo común destinado a estacionamientos, esto produce que se tengan pisos discontinuos en altura por parte de los muros de mampostería o concreto reforzado que no continúan hasta la cimentación.

El estudio se realizó en estructuras que fueron construidas después del año 2004 ubicadas en la colonia Roma (lugar donde se presentaron graves daños en el terremoto de 1985) con el objetivo de verificar que se estaba diseñando conforme al reglamento vigente en el Distrito Federal. Se seleccionaron 43 estructuras aleatoriamente con las especificaciones mencionadas.

Para las estructuras seleccionadas se consideraron tres tipos de estudios:

### **Evaluación preliminar**

Para una primera clasificación de las estructuras se realizó de acuerdo a su vulnerabilidad ante la acción de sismos, mediante un índice que representa la configuración estructural para conocer la vulnerabilidad sísmica de edificios. El índice en cuestión se obtiene como el producto de factores que califican cualidades de la configuración estructural, a saber: relaciones de aspecto, simetría en masas, simetría de elementos resistentes, huecos, entrantes y salientes, diafragma rígido, variación de alturas de entrepiso, planta baja flexible, golpeteo, columna corta, discontinuidad en elementos resistentes y resonancia.

### **Evaluación simplificada de la resistencia a carga lateral**

Para la segunda etapa se obtuvieron memorias de cálculo y planos de diseño, conforme a la información de los sistemas seleccionados en función del índice de configuración preliminar.

Se define un índice simplificado de resistencia a carga lateral donde este se define como la relación entre el cortante resistente y la fuerza cortante en la base.

### **Evaluación detallada**

En esta etapa se describieron las características de cinco edificios seleccionados con condiciones menos favorables o con mayor vulnerabilidad a la carga sísmica. A cada uno de los edificios seleccionados se modelaron y analizaron con modelos elásticos. Conforme a los resultados obtenidos, se indicaron comentarios finales sobre el posible comportamiento de los inmuebles y de la observación del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

### **Observaciones**

Se observó que se están construyendo muchos edificios donde se interrumpe la continuidad de los muros y columnas de los niveles superiores con la del nivel (o niveles) inferior. También, la losa que soporta estos elementos (llamada losa transfer) generalmente

experimenta grandes deformaciones en su plano que puede ocasionar esfuerzos importantes en muros y columnas.

Se observa que varios de los edificios estudiados tienen configuraciones estructurales mixtas, con elementos resistentes diferentes en niveles contiguos. Este tipo de edificios generalmente no es bien evaluado con los requerimientos mínimos del reglamento.

### **2.2.2 Investigaciones de losas con cargas concentradas**

Los trabajos que se han realizado sobre este tema son mínimos pero a un más cuando las cargas son lineales en cualquier posición de la losa, por lo que no se tiene mucha información sobre el tema al respecto.

Woodring y Sies (1963) realizaron un estudio analítico de una losa continua de un tablero central sujeta a cargas concentradas donde estas son provocadas por los muros que se desplantan sobre la losa.

Uno de los objetivos fue calcular los momentos en el centro del claro de una losa continua sujeta a cargas concentradas y cargas distribuidas en franjas muy pequeñas simulando muros. Uno de los puntos importantes es que las cargas distribuidas linealmente las considera como cargas concentradas o distribuidas en toda la losa por lo que en ocasiones no es del todo correcto ya que se pueden presentar grandes concentraciones de esfuerzo cuando se trata de cargas concentradas muy grandes.

Gómez y Manzanares (2013) realizaron un trabajo analítico acerca del sistema estructural denominado “losa de transferencia”, el estudio se enfocó más en la interacción entre el muro y la losa sobre la cual se apoya.

El objetivo de esta investigación fue estudiar el comportamiento del sistema losa-muro de una losa maciza perimetralmente apoyada (con muros de mampostería y concreto) mediante un estudio paramétrico en elementos finitos con los siguientes parámetros de estudio: espesor de la losa, el material del muro y su longitud, comparando los resultados de base flexible contra modelos en base rígida.

Los resultados arrojaron que la longitud del muro toma un papel importante en la deflexión y capacidad de carga de la losa de transferencia. El sistema de piso (rígido o flexible) influye en gran medida en los cortantes de los muros ya que se encontró una diferencia de hasta 5 veces entre un sistema y otro.

Gómez et al, (2013) Recientemente desarrollaron un programa experimental en la UAM-A para analizar la respuesta de un muro de mampostería apoyado sobre una losa de concreto como se observa en la Figura 2.1, los resultados obtenidos se compararon con resultados del programa numérico. El modelo experimental fue un muro de mampostería con dimensiones de un muro real, sometido ante cargas verticales y laterales cíclicas, para analizar la rigidez lateral, ductilidad y disipación de energía.

Los resultados del ensayo experimental muestran un comportamiento muy similar al de los análisis analíticos realizados con elementos finitos (ANSYS), esta similitud en los resultados

nos indica que los valores experimentales son confiables lo que nos arroja algunos puntos importantes que se pueden destacar:

- Se puede determinar que comparando la rigidez lateral del prototipo losa-muro (experimental y teórico) con el solo muro de mampostería disminuye una tercera parte respecto a si se considera que muro está apoyado en una base rígida, lo cual nos indica que el muro ya no desarrolla toda su capacidad a cortante. Otro resultado obtenido de los análisis en elementos finitos se puede observar que si el muro es de concreto reforzado, la rigidez lateral disminuye hasta en un 93% lo que indica que la losa sufre graves deformaciones si el muro recibe más de lo que pueden resistir en conjunto.
- También se observa que cuando se aplican cargas menores a las de servicio la losa sufre de fuertes deformaciones verticales y de agrietamientos ya que el muro se comporta como un elemento a flexión.
- Una observación importante, es que independientemente del tipo de muro (mampostería o concreto) no influyen en la rigidez vertical de la losa para un cierto nivel de carga.
- Otra observación es que el espesor de la losa no influye en su rigidez vertical, aunque este punto no se puede definir con certeza ya que solo se realizaron modelos con dos diferentes espesores, con una variación de 1 cm. Lo que podría ser un punto de investigación en este trabajo.



Figura 2.1 Modelo de ensaye (foto de Vargas 2014)

### 2.2.3 Estudios relacionados sobre sistemas de piso flexible

En edificios el comportamiento del sistema de piso es un factor importante ya que se debe identificar en cuales casos el sistema de piso se comporta como diafragma flexible, rígido o semi-rígido ya que esto puede arrojar errores al momento de la distribución de las fuerzas cortantes que se transmiten a los muros o columnas.

“Los estudios indican que dejar de lado el verdadero comportamiento de los diafragmas de piso a veces puede conducir a graves errores en la evaluación de la capacidad requerida para la resistencia ante carga lateral de los elementos verticales.” Farzad Naeim y R. Rao Boppana (2001)

Chinchilla y Tena (2012) realizaron un estudio sobre el comportamiento de los sistemas de diafragma de piso más utilizados (es decir, losa perimetralmente apoyada, vigueta bovedilla, losacero y losa reticular aligerada con casetones de fibra de vidrio), consideran que hay dos factores que favorecen la potencial flexibilidad del diafragma: a) la relación de aspecto de la planta del edificio y, b) la rigidez del sistema de piso. Los resultados muestran que el factor de amplificación del cortante basal y desplazamientos de los marcos centrales con respecto a los perimetrales es más grande, lo que confirma que no constituyen diafragmas totalmente rígidos, concluyen que a excepción de los sistemas de piso con base en losa reticular aligerada se pueden considerar como rígidos para relaciones menor o igual a 2.5

### 2.2.4 Tipos de diafragmas de piso

#### 2.2.4.1 *Diafragma Rígido*

Diafragma rígido es aquel sistema que al desplazarse en cualquier dirección puede transmitir el desplazamiento a otros elementos como muros o marcos los cuales lo harán todos a la vez y de igual forma. El considerar un diafragma rígido simplifica mucho los cálculos.

#### 2.2.4.2 *Diafragma Flexible*

Se define a un diafragma como flexible para fines de la distribución de fuerzas cortantes y momentos torsionantes de piso cuando el desplazamiento lateral máximo del diafragma excede de dos veces el desplazamiento lateral promedio de entrepiso, calculándose este último a partir de promediar los desplazamientos laterales obtenidos en los elementos verticales resistentes adyacentes como pueden ser marcos o muros. FEMA-368(2000).

#### 2.2.4.3 *Discontinuidad de entrepiso (altura)*

Discontinuidad en altura se puede definir en este proyecto como el desplante de elementos estructurales (columnas o muros) por encima de un sistema de piso los cuales no están sustentados directamente desde la cimentación.

#### 2.2.4.4 *Losa de transferencia (losa transfer)*

Se entiende como *losa de transferencia*, aquel sistema que está formado por una losa (sistema de piso), y que en la parte superior del sistema de piso se le colocan elementos verticales,



resistentes a cargas laterales como se ilustra en la Figura 2.2, donde la losa debe ser un elemento capaz de transmitir las fuerzas gravitacionales y sísmicas a los elementos verticales que la sustentan.

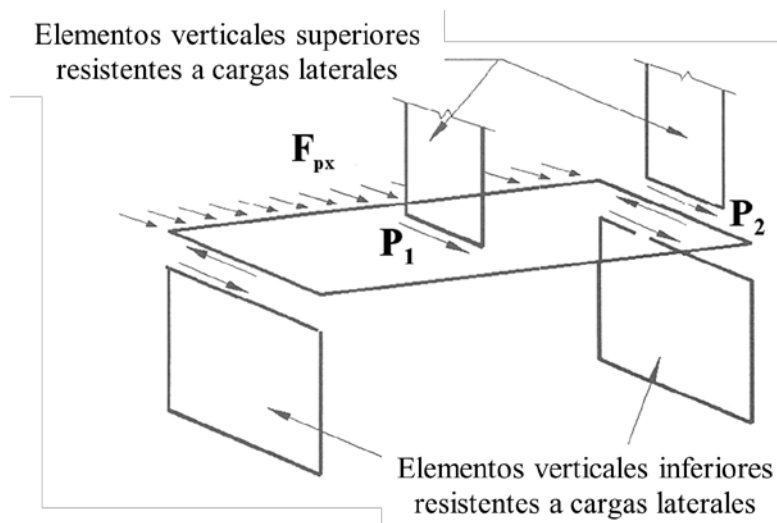


Figura 2.2 Modelo de una losa de transferencia (foto de Naeim y Boppana, 2001)

Un edificio estructurado con “losa de transferencia”, es aquel que está formado por dos sistemas estructurales como se ilustra en la Figura 2.3, en donde la primera estructura o inferior generalmente está formada por muros, marcos de concreto o acero y la segunda o superior está compuesta de muros de concreto, mampostería o combinación de ambos.



Figura 2.3 Edificio con losa de transferencia (Foto propia)

## 2.3 RIGIDEZ VERTICAL DEL MODELO LOSA MURO

Se realiza un estudio paramétrico donde el modelo estudiado es un tablero cuadrado aislado, empotrado en su perímetro, sobre el tablero se encuentra un muro, su dimensión se va variando así como sus propiedades; se le aplica una carga lineal creciente de 0 a 6.25 t. Este

nivel límite de carga se considera de trabajos previos Manzanares (2013), donde se obtuvo que el sistema losa-muro se comporta linealmente hasta una sobrecarga de aproximadamente 6.25 t, aplicada sobre el muro y para cargas mayores la losa se comienza a comportar no lineal, este resultado fue corroborado en la prueba experimental.

Se realizaron diferentes grupos de modelos losa-muro donde cada grupo es identificado por la longitud y material del muro, y para cada grupo se realizaron varios modelos con variación en el espesor de la losa de concreto desde 10 cm hasta 20 cm. Los muros tienen una longitud de que va desde los 100 cm hasta los 350 cm a cada 50 cm para cada uno de los materiales (mampostería y concreto), los modelos analizados son como se muestran en la Figura 2.4.

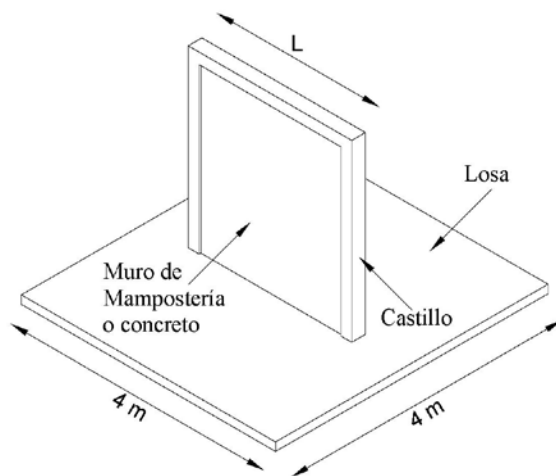


Figura 2.4 Modelo losa-muro con muro de mampostería o concreto

Se estudia solo la parte lineal para una carga por debajo de la carga de servicio, ya que se observó un deslizamiento de la losa hacia abajo debido a un primer agrietamiento del concreto (Vargas, 2014). Para carga posterior al primer agrietamiento, la Figura 2.5 muestra un segundo intervalo de carga-deformación de forma lineal. La curva del modelo en ANSYS fue congruente con la experimental ya que coincidió la zona de agrietamiento en un mismo valor de carga.

En la Figura 2.5, tomada de un trabajo previo Manzanares (2013) se presentan las curvas de capacidad de diferentes modelos muro-losa, diferentes materiales y dos espesores. Un resultado que cabe resaltar para el caso de carga vertical derivado del análisis con ANSYS, es que para modelos losa-muro con el mismo ancho, la rigidez en la etapa de carga de servicio es la misma, independientemente del espesor de la losa (en este caso solo se comparan dos espesores), del material del muro (concreto o de mampostería). Aunque se tendrá desde luego más capacidad última en el sistema, si el muro es de concreto o se incrementa en gran medida el espesor de la losa; para este capítulo solo nos interesa la carga en condiciones de servicio, por lo que un mayor espesor de losa no soluciona el problema de obtener una mayor rigidez.

En esta tesis se realizan los análisis con SAP2000 y se hace una comparación de los resultados obtenidos con el programa ANSYS.

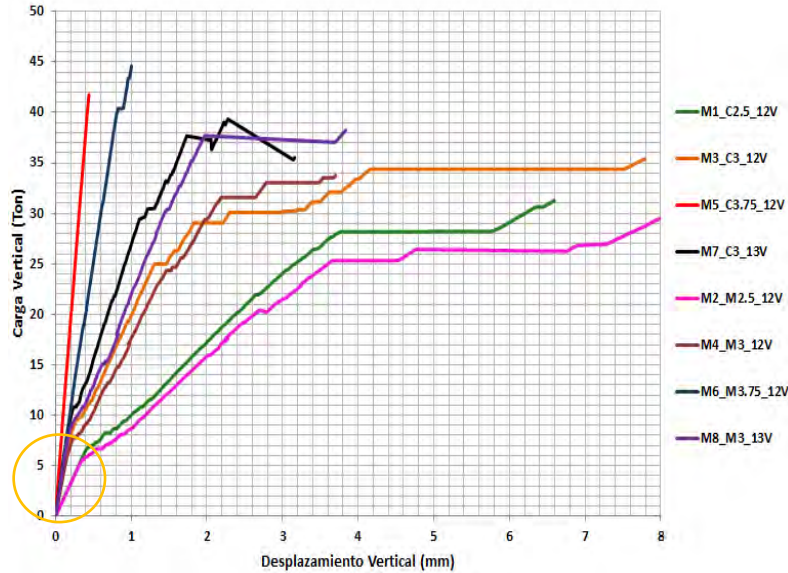


Figura 2.5 Curvas de capacidad losa-muro (Manzanares, 2013)

### 2.3.1 Propiedades de los materiales y carga (según las NTC – 2004)

Las propiedades de los materiales que se especifican a continuación son resultado de pruebas experimentales promedio, así como el del módulo de elasticidad calculado como lo especifica las NTC – 2004.

Resistencia a la compresión del concreto  $f'_c = 250 \frac{kgf}{cm^2}$

Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 14000 * \sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

$$E_c = 221359.436 \frac{kgf}{cm^2}$$

Resistencia a la compresión de la mampostería  $f_m^* = 50 \frac{kgf}{cm^2}$

Módulo de elasticidad de la mampostería

$$E_m = 350 * f_m^* \quad (2.2)$$

$$E_c = 17,500 \frac{kgf}{cm^2}$$

La aplicación de la carga es uniformemente distribuida en dirección vertical (gravitacional) en toda la longitud del muro, en la parte superior.

### 2.3.2 Modelos con muro de mampostería

Los modelos con muro de mampostería se identifican como M1-C100, M2-C150, M3-C200, M4-C250, M5-C300, M6-C350. Se presentan graficas de capacidad para cada uno de los modelos carga-desplazamiento, el desplazamiento es la deflexión de la losa monitoreado al centro del claro.

Para calibrar los modelos analizados se verificó que los resultados obtenidos correspondieran a los reportados por Manzanares (2013), Figura 2.5 que corresponden a la parte elástica lineal.

En la Figura 2.6 se muestran los resultados obtenidos de los modelos M4-M250 y M8-C250 con un espesor de 12 cm donde se puede observar que las gráficas obtenidas son muy similares a las gráficas de los modelos M2\_M2.5\_12V y M2\_C2.5\_12V mostradas en la Figura 2.5.

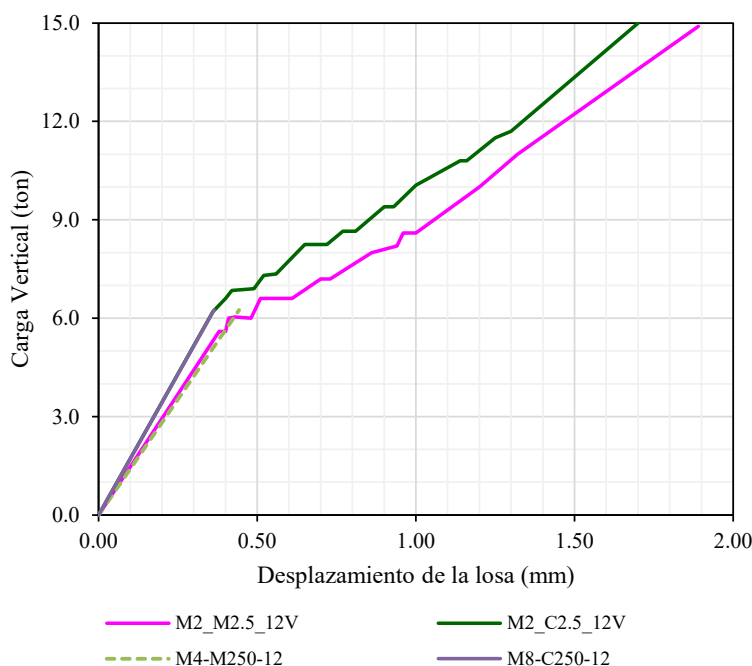


Figura 2.6 Comparación de curvas para los muros de 2.5 m

En la Figura 2.7 se muestran todas las curvas para cada uno de los espesores y para cada uno de los modelos de mampostería donde se puede observar que la variación entre un espesor y otro no es muy significativamente para valores mayores a los 15 cm de espesor de la losa, para valores menores se aprecia una mayor diferencia entre valores.

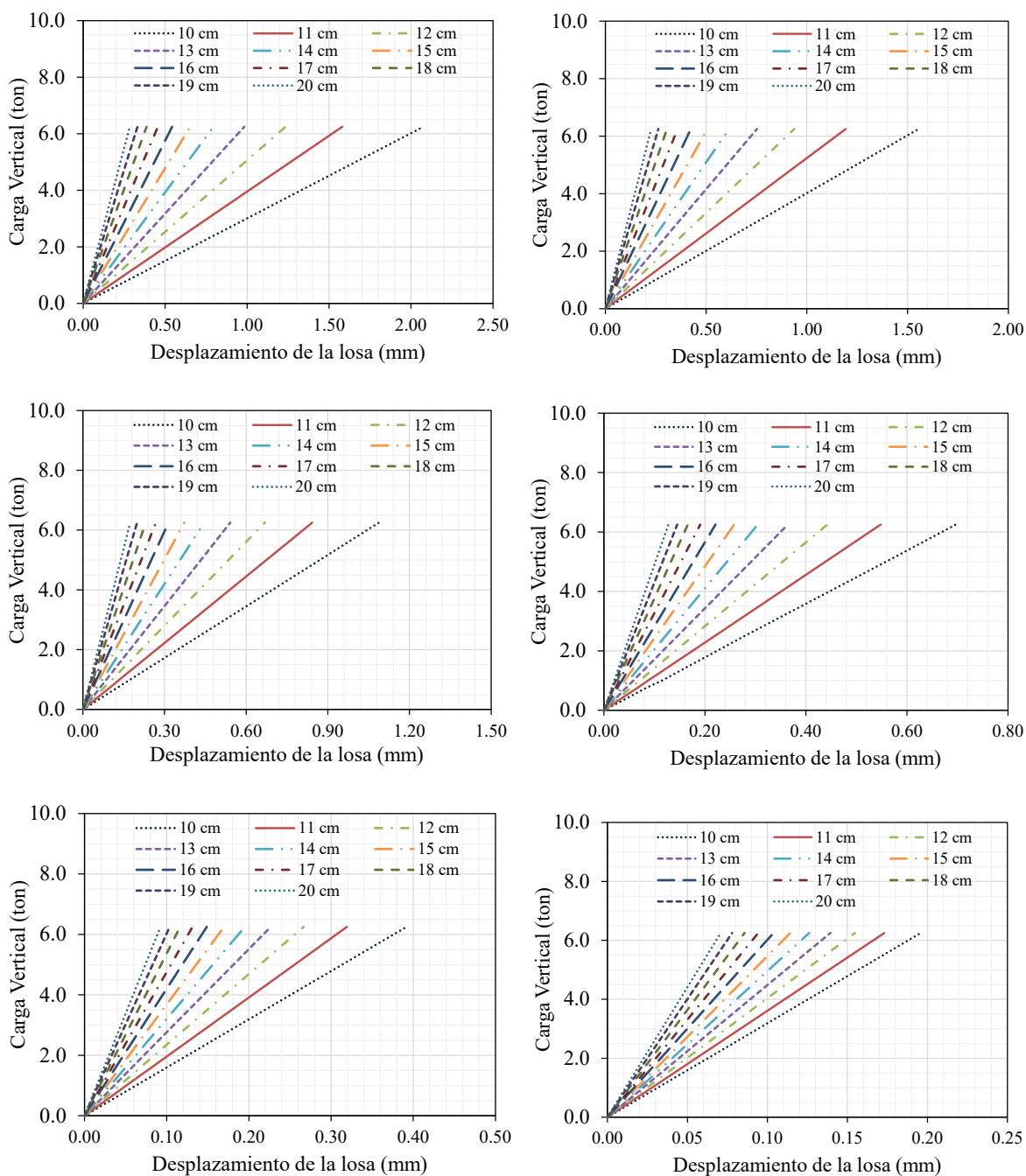


Figura 2.7 Curvas de capacidad modelo M100, M150, M200, M250, M300 y M350

Para observar la variación de las deflexiones en función del espesor de la losa se realizó una gráfica de tasa de cambio normalizada con el desplazamiento máximo como se puede observar en la siguiente Figura 2.8. Se observa que la gráfica de los desplazamientos de la losa dependiendo del espesor tiende a ser una curva parabólica.

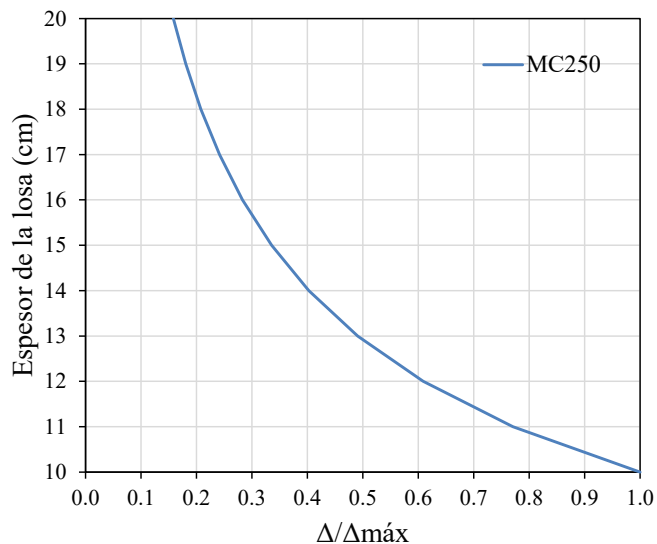


Figura 2.8 Grafica de la variación del desplazamiento según el espesor

### 2.3.3 Modelos con muro de concreto

Las curvas de capacidad de los sistemas losa-muro con muro de concreto (Figura 2.9), muestra que para cargas de servicio o de la zona elástica del sistema no importa el tipo de material del muro, el comportamiento es muy similar al de mampostería. Como se mencionó antes se hizo una comparación con las reportadas en trabajos anteriores (ver Figura 2.5).

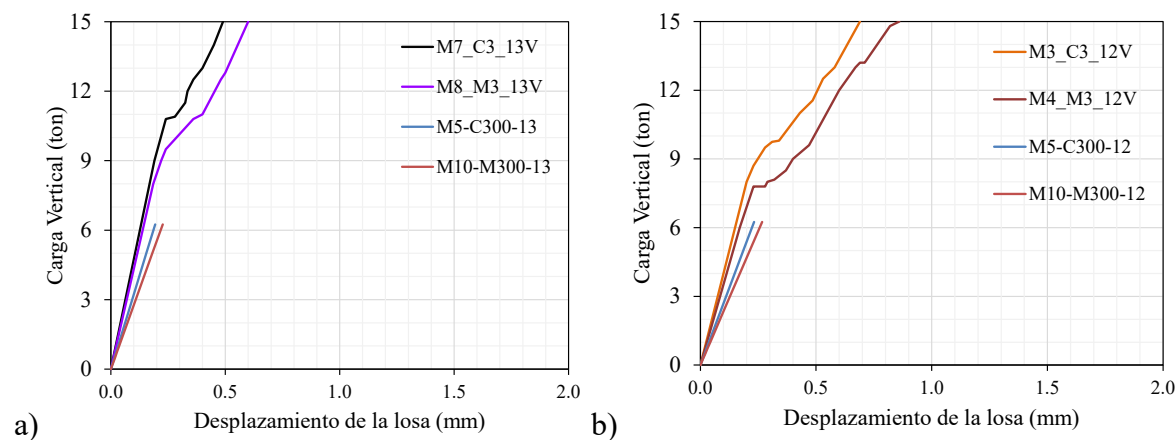


Figura 2.9 Comparación de las curvas para el muro de 3 m de longitud a) espesor de 13cm, b) espesor 12cm

En esta figura las curvas son algo diferentes a las de la Figura 2.5, aunque la diferencia es apreciable se puede considerar que los resultados son satisfactorios ya que en este análisis se está tratando de determinar la influencia que existe entre los diferentes espesores de la losa.

Para el muro de concreto con longitud de 3 m y espesor de la losa de 12 cm de la Figura 2.9, muestra la comparación de las curvas de capacidad del muro, se puede observar que hay una diferencia, al igual que la Figura 2.9b.

En las gráficas anteriores se concluye que la rigidez de losa no muestra grandes diferencias entre el espesor de 12 y 13 cm.

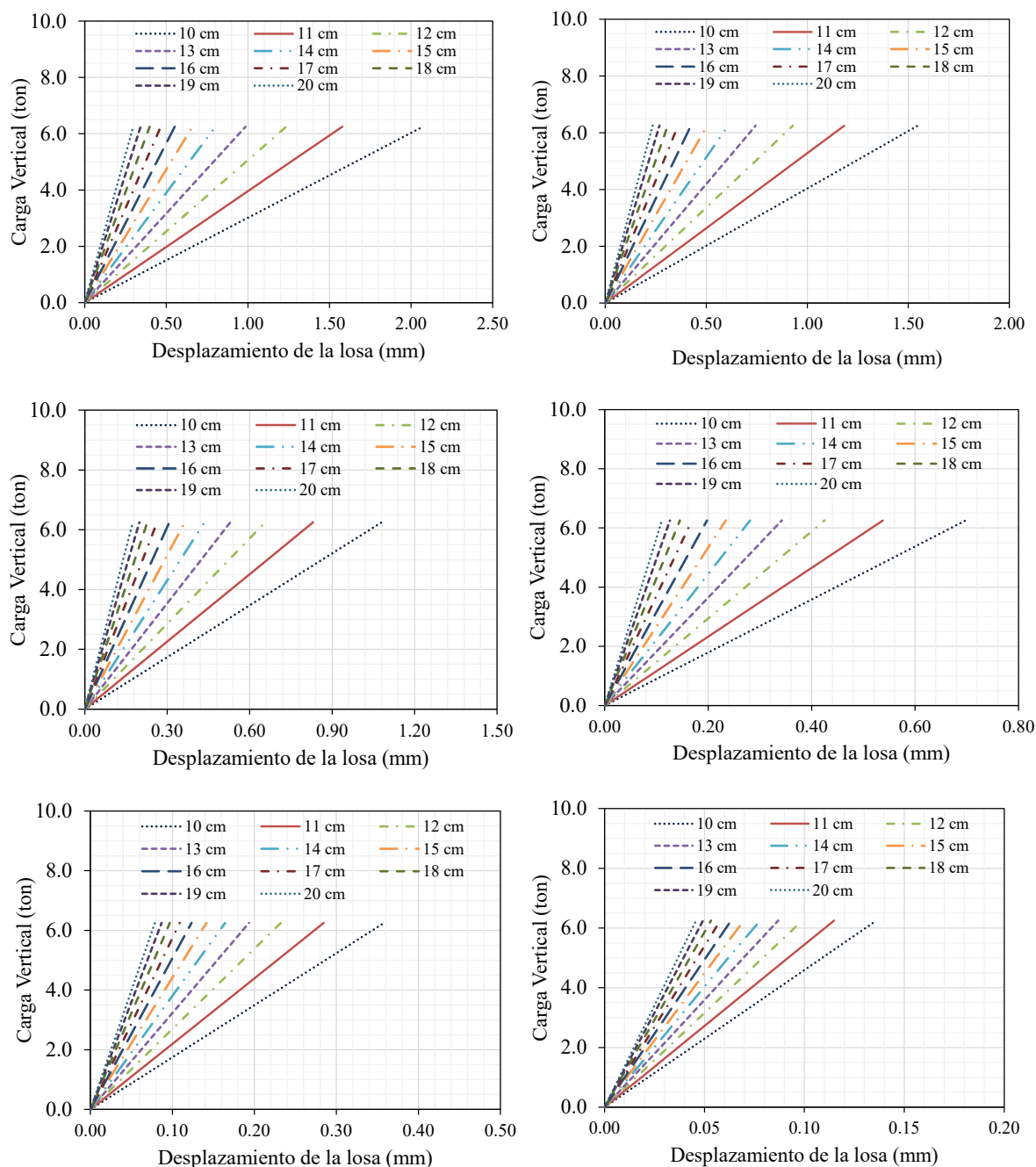


Figura 2.10 Curvas de capacidad modelo C100, C150, C200, C250, C300, C350

Las diferentes curvas de capacidad de cada uno de los modelos, para cada uno de los espesores de losa cuando se tiene un muro de concreto, se muestran en la Figura 2.10. Son seis gráficas, la primera corresponde al muro de concreto C100 que tiene una longitud de 100 cm, la segunda a un muro de 150 cm y así consecutivamente hasta un muro de 350 cm. En todas las gráficas obtenidas se observa que hay un intervalo de deflexión más grande entre 10 y 15 cm, después de los 15 cm la rigidez de la losa es muy similar, por lo que el utilizar 15 cm es más acertado que 20 cm de espesor.

Para el muro de concreto y mampostería se obtuvieron las siguientes curvas mostradas en la Figura 2.11, comparando las curvas de las deflexiones de los dos materiales del muro y observando las gráficas de la Figura 2.10, se corrobora nuevamente que el material del muro no influye en gran medida en la rigidez elástica del sistema losa-muro.

La Figura 2.11 muestra la comparación de las curvas de los desplazamientos obtenidos en los modelos, tanto de mampostería como de concreto, con 300 cm de ancho. Se trata de una curva parabólica, la cual puede representarse con dos rectas aproximadas una entre el espesor 10 y 14 cm, la otra entre 15 y 20 cm, donde en la primera se observa que los desplazamientos son mínimos entre un espesor y otro, en la segunda parte de la gráfica se aprecia que los desplazamientos son mucho más grandes conforme se cambia el espesor de la losa.

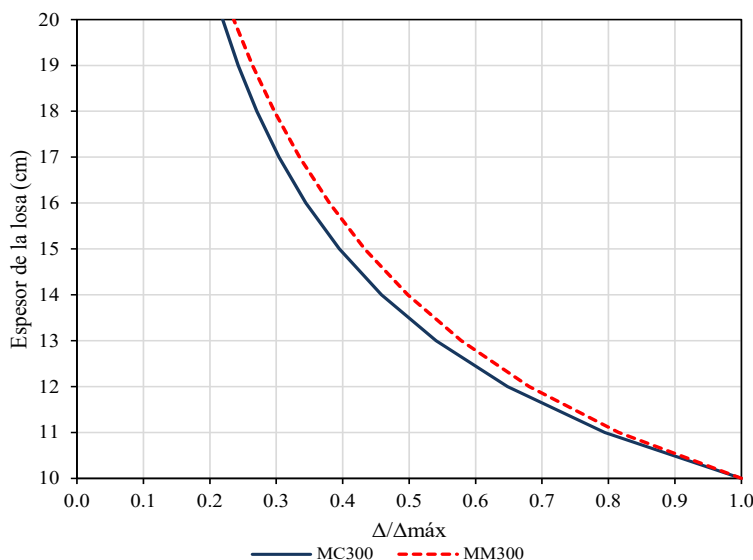


Figura 2.11 Gráfica de la variación del desplazamiento

### 2.3.4 Rigidez vertical

La deflexión en el centro del claro debida a una carga uniformemente distribuida en una losa rectangular restringida en sus cuatro bordes está definida por la expresión clásica (Timoshenko, 1959), cuando  $b/a = 0$ :



$$\delta = 0.00126 \frac{\omega a^4}{D} \quad (2.3)$$

Mientras que la deflexión en el centro del claro debida a una carga concentrada en una losa rectangular restringida en sus cuatro bordes está definida por la expresión clásica (Timoshenko, 1959), cuando  $b/a = 0$ :

$$\delta = 0.0056 \frac{Pa^2}{D} \quad (2.4)$$

Donde:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (2.5)$$

$D$ : Es la rigidez a la flexión de la losa.

$\omega$ : Es la carga distribuida (fuerza/área)

$P$ : Es una fuerza concentrada

$a$ : Lado más corto

$t$ : Espesor de la losa

$\nu$ : Relación de Poisson ( $\nu = 0.3$ )

Las curvas de los modelos losa-muro estudiados junto con las curvas correspondientes a los casos básicos de losas sometidos a carga distribuida equivalente y a carga concentrada equivalente se muestran en la Figura 2.12. Como puede notarse, el caso que provoca el mayor desplazamiento es cuando la losa está sometida a una carga concentrada equivalente, mientras que el caso de carga distribuida equivalente es similar a los desplazamientos del modelo MM300 entre espesores 16 a 20 cm, pero tiende al caso MM250 para los espesores menores; mientras que en los modelos de concreto se comporta como el modelo MC250.

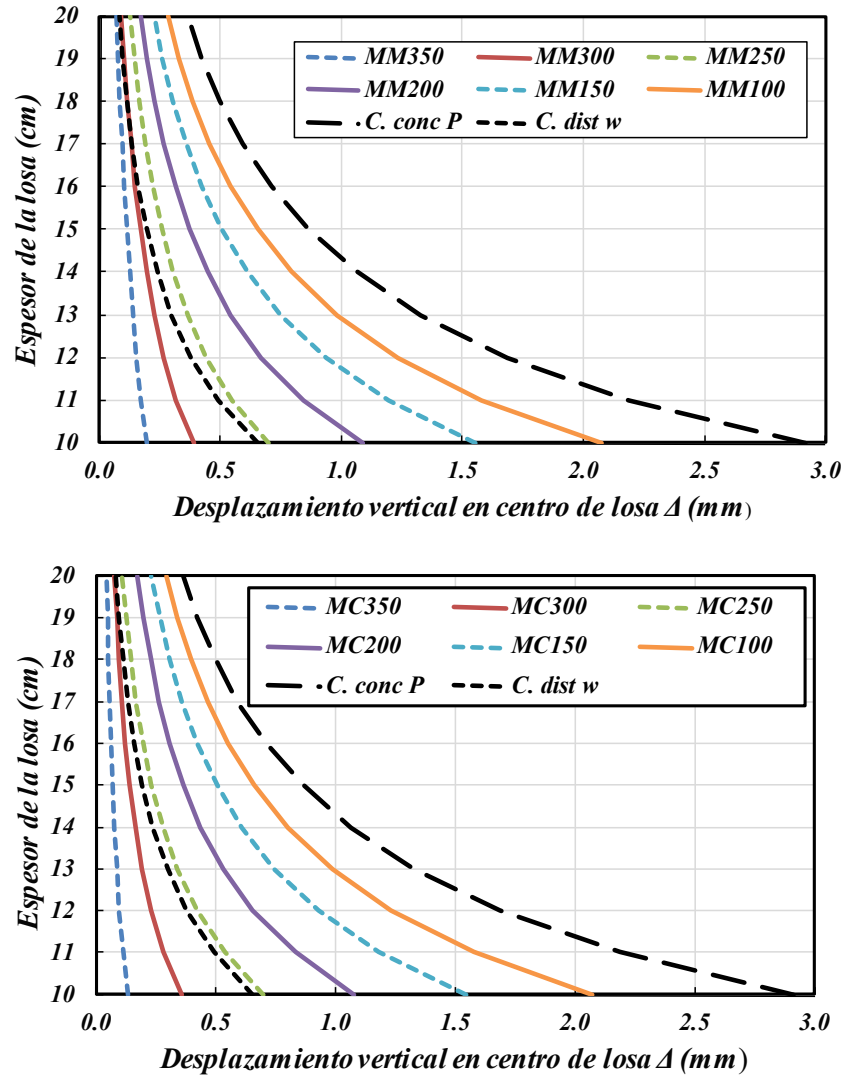


Figura 2.12 Grafica de la variación del desplazamiento en el centro del claro

De acuerdo a las curvas de la Figura 2.12, es posible establecer una expresión aproximada para los modelos losa-muro, similar a los casos básicos, de acuerdo a lo siguiente:

$$\delta = \alpha \frac{Pa^2}{D} \quad (2.6)$$

En la Tabla 2.1 se calcularon los coeficientes  $\alpha$  que determinan el desplazamiento en el centro de la losa según el tipo de muro y la longitud del muro, para una losa con relación de  $b/a = 1$  y cargas de servicio.

Tabla 2.1 Coeficientes  $\alpha$  para calcular los desplazamientos aproximados de losas con muros

| Muro Mamp. | $\alpha$ | Muro C.R. | $\alpha$ |
|------------|----------|-----------|----------|
| M100       | 0.0058   | C100      | 0.0058   |
| M150       | 0.0044   | C150      | 0.0044   |
| M200       | 0.0032   | C200      | 0.0032   |
| M250       | 0.0022   | C250      | 0.0020   |
| M300       | 0.0013   | C300      | 0.0012   |
| M350       | 0.0008   | C350      | 0.0005   |

## 2.4 RIGIDEZ LATERAL DEL MODELO LOSA-MURO

En un trabajo previo (Gómez et al, 2015) donde se estudió un prototipo losa-muro, se analizaron las curvas de capacidad obtenidas de análisis con elemento finito con ANSYS, del modelo losa-muro M10\_M2.5\_12VL (muro de mampostería sobre base flexible), con el modelo sobre base rígida o muro empotrado (MBR\_M2.5), esto se puede apreciar en las líneas continuas de la Figura 2.13; donde se detectaron diferencias significativas en las curvas de capacidad; aunque en ambos casos la carga última tiende al mismo valor de 8 t, es evidente que las pendientes son diferentes; es decir, en el modelo de muro sobre losa es menor y la rigidez es de 14 Ton/cm, mientras que el muro con base fija la rigidez es de 40 Ton/cm.

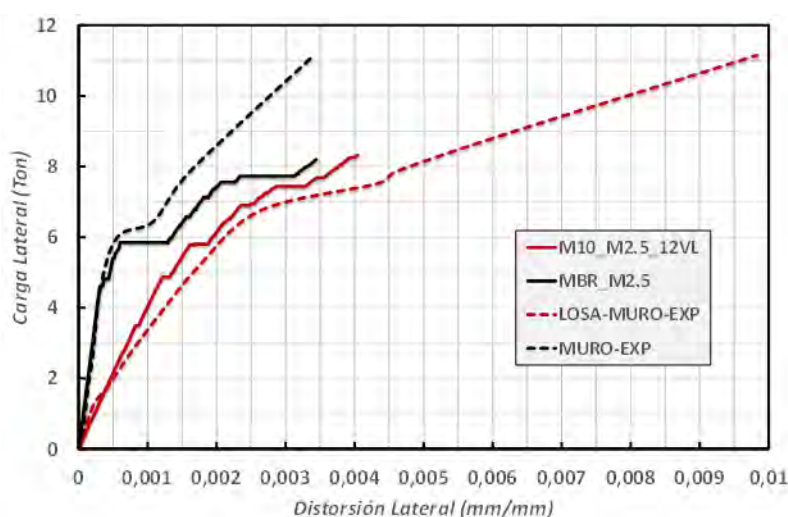


Figura 2.13 Comparación entre las curvas de capacidad del modelo numérico y modelo experimental del prototipo losa-muro con carga combinada (Gómez et al, 2015)

Para el cálculo de la rigidez se analizó un muro con base rígida (empotrado en la base) y otro modelo con base flexible (modelo losa-muro). Considerando estos dos tipos de modelos, se hace un estudio con diferentes dimensiones del muro, para determinar cómo influye la base flexible del muro con respecto al de base rígida.

Este modelo se realizó para un espesor de losa de 12 cm y un muro de concreto/mampostería de 12 cm espesor, y con las mismas características de los modelos anteriores.

En este trabajo se concluye que la rigidez de un muro de mampostería apoyado sobre una losa se reduce 2.8 veces, respecto a apoyarlo en base rígida. El ancho del muro de mampostería mencionado antes es de 250 cm; con la finalidad de estudiar el efecto de la longitud del muro se analizaron modelos de elemento finito con muros entre 100 cm y 350 cm sobre la misma losa del modelo anterior, se encuentra la variación mostrada en la Figura 2.4 que va de 1 a 3.5 veces; se realizó el estudio también para modelos con muros de concreto reforzado y la diferencia es bastante mayor, pues llega hasta valores de 10.

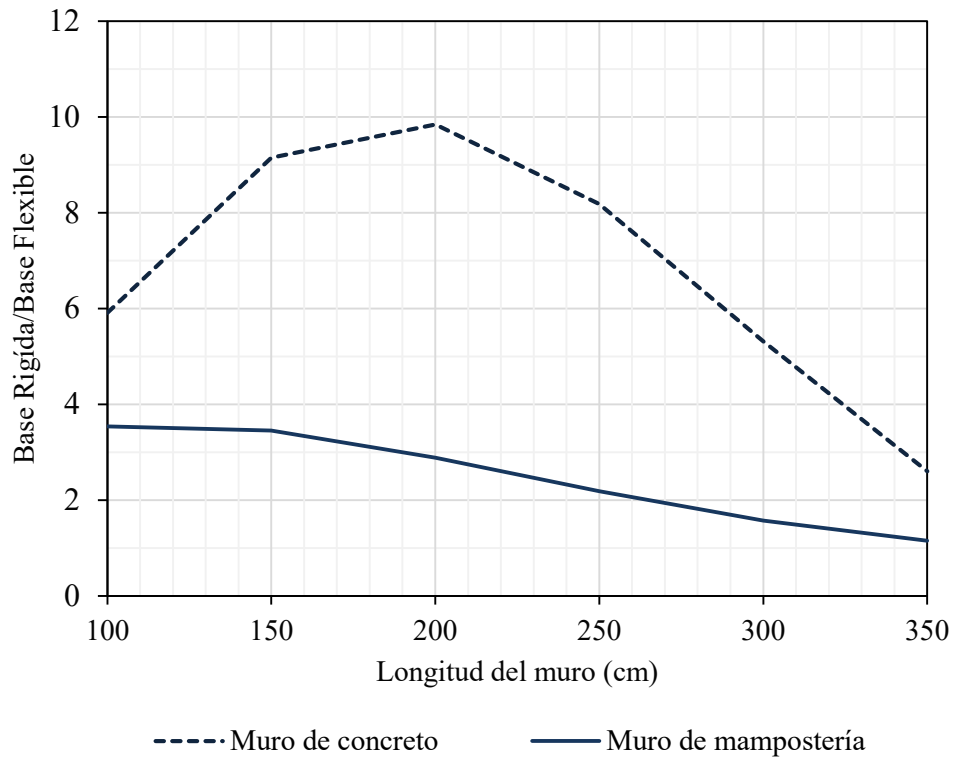


Figura 2.14 Rigidez lateral del modelo losa-muro

En la gráfica de la Figura 2.14 se muestran dos curvas, la primera de línea punteada que corresponde a pérdida de rigidez de un muro de concreto apoyado en una losa de transferencia, donde se puede apreciar que para una longitud de 200 cm se encuentra el punto más alto de la pérdida de rigidez. En la gráfica se puede observar que para los muros de 100 y 150 cm, la rigidez del elemento (muro) hacen que la losa tome menos participación en la pérdida de rigidez del modelo losa-muro en comparación con el modelo C200 se puede decir que en estos dos modelos el muro presenta una deformación.

En los modelos C250, C300 y C350 se observa que la rigidez es más dependiente de la losa ya que el muro presenta deformaciones muy pequeñas. De acuerdo con estos modelos estudiados de muros de concreto se puede concluir que para relaciones de claro de la losa-longitud del muro 2:1 es el caso más crítico en este tipo de sistemas losa-muro con una pérdida de aproximadamente 10 veces la rigidez.

En la segunda gráfica correspondiente a muros de mampostería representada con línea continua se puede observar que la rigidez depende de los dos elementos en todos los modelos ya que casi se puede representar en una línea recta donde los casos más críticos son los modelos M100 y M150 con una pérdida de rigidez aproximadamente de 3.5 veces.

## 2.5 REVISIÓN DE RESULTADOS

En esta sección se hace una revisión de todos los modelos analizados en particular en la forma de cambio de los desplazamientos conforme se aumenta el espesor de la losa, el incremento de la longitud del muro y el tipo de material del muro.

En la Figura 2.15 y Figura 2.16 se muestran las diferentes curvas para cada uno de los modelos donde se aprecia que para los modelos donde la carga es distribuida en una línea más larga o con una relación  $a/l$  más cercana a 1 (donde  $a$  es el claro de la losa y  $l$  es la longitud del muro) la losa se comporta más rígida porque el muro le comienza a proporcionar rigidez a la losa, en cambio se observa que para relaciones  $a/l < 0.625$  la rigidez es más propiamente de la losa ya que todas las curvas tienen la misma tendencia como se puede apreciar en la gráfica de la Figura 2.15.

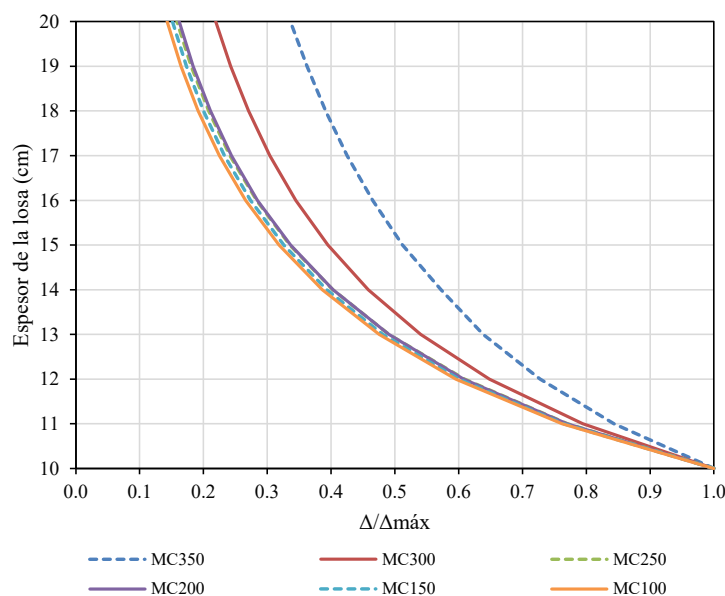


Figura 2.15 Comparación de variación de desplazamientos (concreto)

Para los modelos con muros de mampostería se puede apreciar las mismas características que las mencionadas en los modelos anteriores.

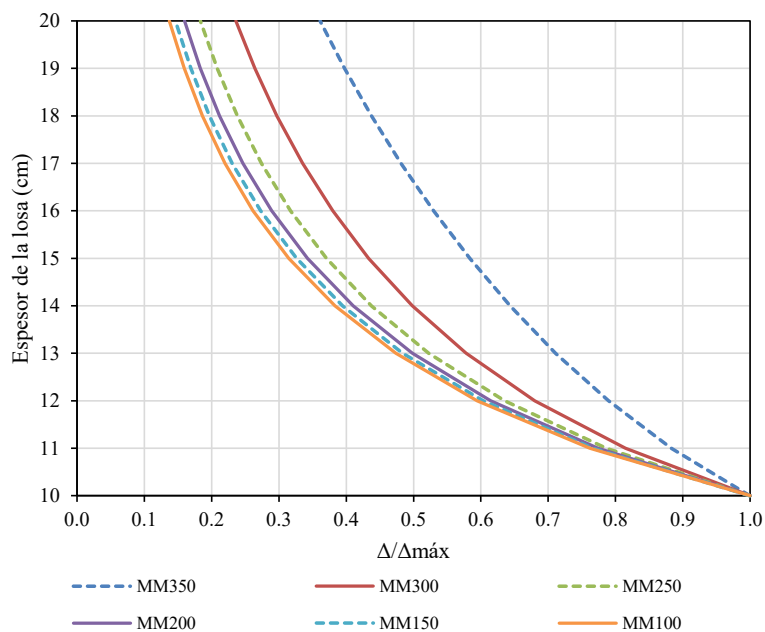


Figura 2.16 Comparación de variación de desplazamientos (mampostería)

## 2.6 OBSERVACIONES

De acuerdo con los resultados mostrados, se puede determinar que el espesor de la losa no influye en gran medida en la deflexión de la losa para cargas no mayores a las de servicio, que en este caso se tomó aproximadamente de 6 t en todos los modelos. Para espesores de entre 15 y 20 cm, la rigidez se ve menos afectada por el espesor de la losa.

La rigidez de un muro sobre una losa de transferencia se ve más afectada para muros con relación  $a/l$  menores a 2.

# Capítulo 3

## Diseño de losas

### 3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta un panorama detallado de análisis y diseño de losas planas más utilizado en la práctica, así como la revisión de los diseños más comunes para este tipo de losas. Este tipo de losas es uno de los más utilizados en el diseño de edificios como piso o losa de transferencia (*losa transfer*) y su diseño en la mayoría de los casos se hace como una losa plana. La revisión de los métodos es de los simplificados o aproximados que más se utilizan para el diseño de este tipo de losas.

Este capítulo se enfoca más a losas planas (macizas) apoyadas perimetralmente por vigas primarias y secundarias. Existen dos diferentes losas de este tipo que son las que solo trabajan en una dirección, donde las deflexiones ocurren principalmente en una dirección y se denominan losas unidireccionales; el otro caso es cuando las losas están soportadas por columnas formando tableros, de manera que las losas sufren deflexiones en dos direcciones, y se denominan losas bidireccionales. Este capítulo está más enfocado al segundo caso que son losas bidireccionales.

También se hace una revisión de lo que proponen los diferentes códigos y reglamentos como el ACI, Normas Técnicas Complementarias del D.F y algunos otros para el diseño de este tipo de elementos y las consideraciones que se tienen para el caso cuando hay muros sobre la losa trabajando ante carga vertical y lateral.

También se hace una breve revisión de otros tipos de sistemas de que pueden ser losas con casetones (tipo waffle) y losas con vigueta-bovedilla; estos sistemas de piso son utilizados también para losas de transferencia.

### 3.2 TIPOS DE LOSAS

En estructuras de concreto existe una infinidad de sistemas de piso o losas. En general las losas se clasifican en losas en una dirección *unidireccionales* y dos direcciones *bidireccionales*. Las *losas unidireccionales* se consideran todas aquellas que cuyas deflexiones acurren principalmente en una dirección ya que los apoyos solo existen en dos extremos opuestos como se observa en la Figura 3.1a. Las losas apoyadas perimetralmente (*bidireccionales*) son aquellas que están apoyadas sobre vigas primarias, vigas secundarias o muros en sus cuatro lados y que por lo tanto trabajan en dos direcciones como se observa en la Figura 3.1b, ya que las deflexiones de la losa ante cargas normales a su plano se forman en las dos direcciones principales (dependiendo de la relación de aspecto  $a/b$ ), para que se deforme de esta manera, debe contar con que la rigidez a flexión de los elementos de apoyo de la losa (vigas o muros) deben garantizar una rigidez muy grande o superior a la rigidez de la losa. De lo contrario se limitan a diseñarse como losas bidireccionales.

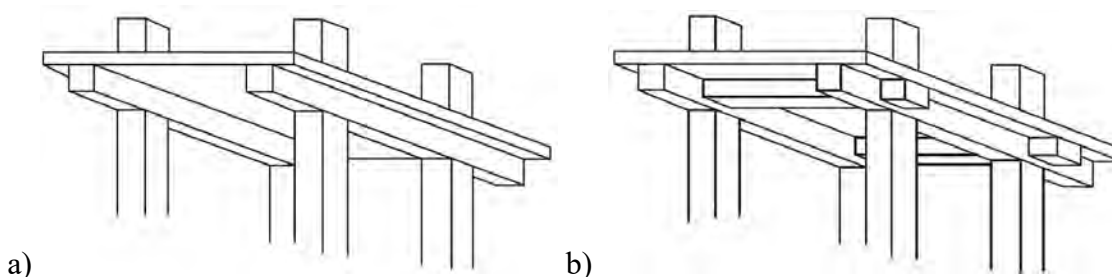


Figura 3.1 a) Losa unidireccional, b) losa en dos direcciones (figuras tomadas del libro “Diseño de concreto” R. McCormac)

También existen otro tipo de losas como los son las llamadas *placas planas* Figura 3.2a, las cuales son losas sólidas de concreto de espesor constante que transmiten las cargas directamente a las columnas sin ayuda de vigas o capiteles o ábacos, el problema de este tipo de losas carecen de resistencia ante la fuerza cortante que se transmite entre losa y columna, ya que existe la posibilidad de que la columna penetre la losa en ocasiones para contrarrestar la fuerza cortante se introducen crucetas en la columna y embebidas en la losa para cumplir con la demanda del cortante. Este tipo de sistema de piso es utilizado para estructuras que contendrán cargas ligeras.

Las *losas planas* (Figura 3.2b) estas son losas de concreto reforzado que trabajan en dos direcciones con la ayuda de capiteles, con ábacos o con ambos, estas son muy satisfactorias para cargas pesadas y grandes claros.



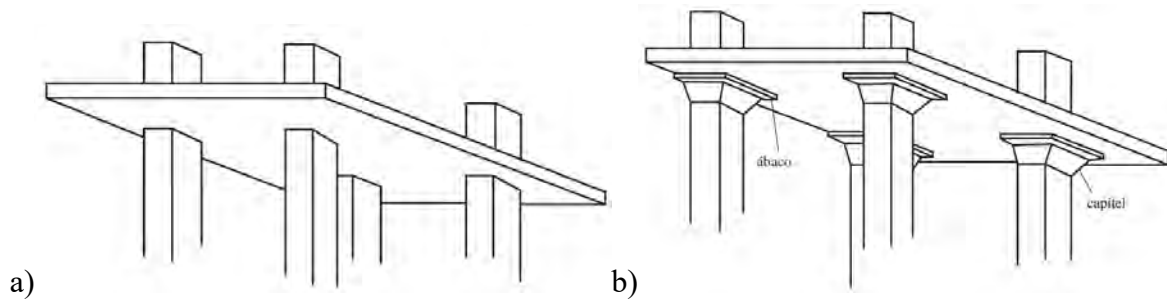


Figura 3.2 a) Placa plana, b) losa plana (figuras tomadas del libro “Diseño de concreto” R. McCormac)

### 3.3 DISEÑO DE LOSAS UNIDIRECCIONALES

Las losas en una dirección se comportan esencialmente como vigas. Se puede considerar que la losa está conformada por varias vigas independientes como se observa en la Figura 3.3 donde el ancho de la viga es igual a un ancho unitario (1 m).

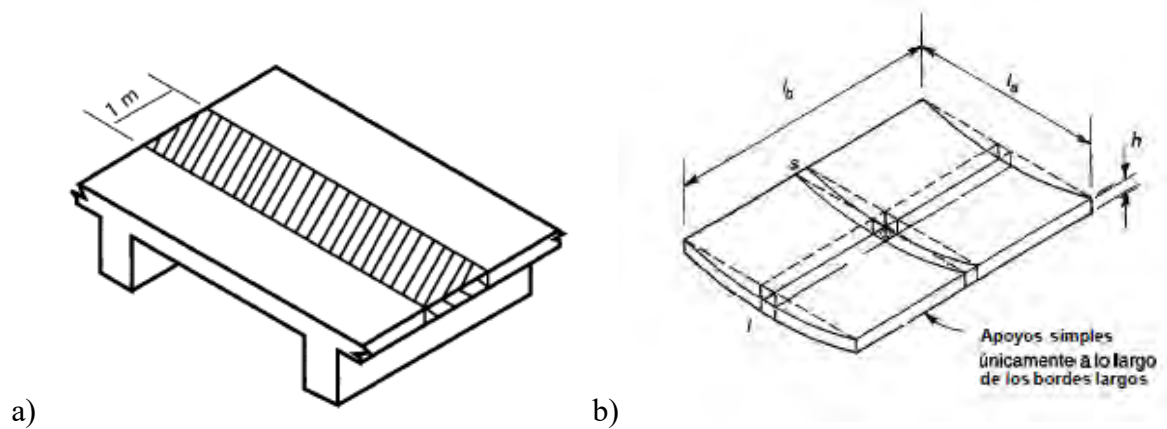


Figura 3.3 a) franja de losa que trabaja como viga (González Cuevas 2005), b) forma de la flecha ante carga distribuida (McCormac 2007)

El diseño de este tipo de losas es muy similar al de vigas con algunas modificaciones como lo es el fijar un peralte que garantice no tener deflexiones excesivas como lo indica la Tabla 3.1 que son los peraltes mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección cuando no se calculan las deflexiones.

Tabla 3.1 Peraltes mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección ( $L$  = claro)

| Elemento                 | Peralte mínimo, $h$ |                     |                          |          |
|--------------------------|---------------------|---------------------|--------------------------|----------|
|                          | Libremente apoyada  | Un extremo continuo | Ambos extremos continuos | Voladizo |
| Losas macizas            | $L/20$              | $L/24$              | $L/28$                   | $L/10$   |
| Vigas y losas nervuradas | $L/16$              | $L/18.5$            | $L/21$                   | $L/8$    |

En esta tabla se especifican espesores mínimos de la losas según el Reglamento ACI 318-02 con los que las deflexiones no exceden a las permisibles. Una vez que se tiene el espesor de la losa se procede a calcular el peralte efectivo. El Reglamento del ACI 318-02 recomienda un recubrimiento de 2 cm para losas no expuestas a la intemperie.

Para el cálculo de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes se pueden realizar con la Tabla 3.2 del Reglamento del ACI 318-02 o cualquier otro método. Estos coeficientes, que tienen en cuenta de manera aproximada el efecto de las variaciones de carga viva, son aplicables al análisis de vigas continuas y losas en una dirección, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- La viga o losa tiene por lo menos dos claros continuos,
- Los claros son aproximadamente iguales, de tal manera que el mayor de los dos claros adyacentes no exceda al menor en más del 20 por ciento.
- Las cargas están uniformemente distribuidas.
- La carga viva por metro cuadrado no es mayor que tres veces la carga muerta.
- Los miembros son de sección transversal constante.

Los coeficientes aproximados propuestos en el Reglamento ACI 318-02, implican la existencia de dos juegos de diagramas de fuerza cortante y momento para cada claro, correspondiendo uno a la condición de carga que produce el momento positivo máximo en la zona central del claro y el otro a la condición que da los máximos momentos negativos en los extremos del claro (González Cuevas, 2005).

En muchos casos se utilizan barras rectas, aunque algunas veces el acero para momento positivo se dobla hacia arriba cuando ya no se necesita, con el fin de suministrar parte o todo el refuerzo negativo. Para tener en cuenta las posibles cargas concentradas locales y asegurar que las grietas de tensión sean mínimas, el Código ACI 13.3.2 especifica, para losas en dos direcciones, un espaciamiento máximo para las barras en las secciones críticas igual a dos veces el espesor total de la losa. Para protección del acero contra posibles daños de fuego o corrosión, debe mantenerse un recubrimiento mínimo de concreto de 3/4 pul. (2 cm).

Tabla 3.2 Coeficientes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes del Reglamento ACI 318-02

|   |  |
|---|--|
| Momento positivo  |  |
| Claros extremos   |  |
| Extremos discontinuo sin restricción  | $W_u l_n^2 / 11$   |
| Extremos discontinuo con restricción  | $W_u l_n^2 / 14$   |
| Claros interiores   | $W_u l_n^2 / 16$   |
| Momentos negativos en el paño exterior del primer apoyo interior  |  |
| Dos claros  | $W_u l_n^2 / 9$  |
| Más de dos claros   | $W_u l_n^2 / 10$   |
| Momento negativo en los otros paños de apoyos interiores  | $W_u l_n^2 / 11$   |
| Momento negativo en los otros paños de todos los apoyos para losas con claros menores que 3.05 m y para vigas cuando la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y rigideces de las vigas es mayor que ocho en ambos extremos del claro. | $W_u l_n^2 / 12$   |
| Momento negativo en la cara interior del apoyo exterior de miembros monolíticos con los apoyos  |  |
| Cuando el apoyo es una viga de fachada  | $W_u l_n^2 / 24$   |
| Cuando el apoyo es una columna  | $W_u l_n^2 / 16$   |
| Fuerza cortante en claros extremos en el paño del primer apoyo interior   | $1.15 W_u l_n / 2$   |
| Fuerza cortante en los demás apoyos   | $W_u l_n / 2$  |
| Notas:  | $l_n$ es el claro libre para momento positivo y fuerza cortante y el promedio de los claros libres adyacentes para momento negativo.<br>$W_u$ es la carga uniforme última total. |

Cuando no se utilizan los coeficientes de la tabla anterior y se realice otro análisis, el claro  $l_n$  podrá tomarse como el claro libre siempre que no sea mayor a 3.05 m y que las losas sean coladas monolíticamente con los apoyos.

Una vez que se tienen los momentos flexionantes y el peralte efectivo  $d$ , se calcula el refuerzo necesario para soportar la demanda de momentos, y se hace una revisión que dicho refuerzo cumpla con la ecuación 3.1, que corresponde al acero mínimo en vigas a flexión. Se deberá hacer la comprobación en este tipo de elementos que la cuantía de acero no sobrepase la relación balanceada  $\rho_b$ .

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (3.1)$$

Para calcular la cuantía de acero en la otra dirección (perpendicular a dirección de análisis) o el área de acero mínimo sea menor al de la Tabla 3.3, se deberá proporcionar al menos el acero mínimo para control de grietas por temperatura y retracción de fraguado, para esto el ACI propone los siguientes valores como mínimo que se muestran en la siguiente Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Relación de refuerzo  $\rho$  para calcular el acero por contracción y temperatura según el reglamento ACI 318-02

| Tipos de Acero   | $\rho_{min}$             |
|--|--------------------------|
| Barras corrugadas con $f_y$ igual a 2800 o 3500 kgf/cm <sup>2</sup>                                      | 0.002                    |
| Barras corrugadas o malla de alambre soldado corrugado o liso con $f_y$ igual a 4200 kgf/cm <sup>2</sup> | 0.0018                   |
| Barras con $f_y$ mayor de 4200 kgf/cm <sup>2</sup>   | $0.0018 \times 4200/f_y$ |
| En ningún caso $\rho$ debe ser menor de 0.0014   |                          |

### 3.3.1 Especificaciones de las NTCC-2004

Las normas técnicas complementarias proponen para el cálculo de  $A_{smin}$  la misma ecuación 3.1, de igual manera se propone tomar una franja de un metro de ancho. La separación del refuerzo no debe ser superior a la especificada para el refuerzo por contracción y temperatura. Para este refuerzo las NTCC-2004 recomiendan la misma cantidad de acero que para los otros elementos estructurales con una dimensión mínima 1.5 m. La ecuación correspondiente es la siguiente:

$$A_{scontr} = \frac{66,000h}{f_y(h+100)} \quad (3.2)$$

En la ecuación anterior  $f_y$  está en (kgf/cm<sup>2</sup>) y  $h$  es el espesor de la losa en cm, esta ecuación es para elementos no expuestos a la intemperie y si esta ecuación no se cumple la ecuación 3.2 se deberá multiplicar por 1.5.

La separación entre barras no debe exceder de 50 cm ni de  $3.5h$ . También las normas permiten calcular la cuantía de acero mínima simplificada por contracción y temperatura, usando  $\rho$ , de 0.002 para losas no expuestas a la intemperie y 0.003 para el caso contrario.

Para la separación de las barras se propone la siguiente ecuación como un cálculo de forma rápida:

$$s = \frac{100A_b}{A_s} \quad (3.3)$$

Los armados del acero de refuerzo se deben detallar conforme a la siguiente Figura 3.6 de detalles en losas.

### 3.4 DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES (BIDIRECCIONALES)

El estudio del comportamiento de losas apoyadas perimetralmente debe de estudiarse en conjunto con las columnas y vigas para poder ser un análisis riguroso pero en la mayoría de veces se estudia por separado de forma aproximada.

Para el análisis de este tipo de elementos se necesitan métodos más avanzados y aproximados ya que se trata de elementos hiperestáticos, en este capítulo se describen solo algunas de las soluciones más usadas en el diseño de este tipo de elementos. “El método de análisis de losas más empleado en la práctica consiste en el uso de tablas de coeficientes de momentos, obtenidas mediante alguno de los métodos más refinados. La determinación de los momentos por medio de estos coeficientes resulta expedita pero desde luego sólo se pueden analizar losas de forma regular y con carga uniforme”.

Por lo general los reglamentos de construcción presentan por lo general tablas de coeficientes de momentos que se utilizan para fines de diseño.

#### 3.4.1 Recomendaciones para el diseño de losas según ACI 318-02

Para el diseño de losas con vigas interiores el reglamento del ACI 318-02 propone calcular primero el espesor de la losa que depende con vigas con claros entre sus soportes en todos los lados. Para calcular el espesor mínimo de las losas en dos direcciones puede obtenerse sustituyendo las siguientes ecuaciones:

Para  $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2.0$ , el espesor  $h$  no debe ser menor que 5 plg

$$h = \frac{\ln \left( 0.8 + \frac{f_y}{200000} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (3.4)$$

Para  $\alpha_{fm} \geq 2.0$ , el espesor  $h$  no debe ser menor que 3.5 plg

$$h = \frac{\ln \left( 0.8 + \frac{f_y}{200000} \right)}{36 + 9\beta} \quad (3.5)$$

Donde:

$\beta$  = es la relación entre lado largo y lado corto, este es un factor que toma en cuenta el efecto de la forma del tablero sobre su deflexión.

$\alpha_{fm}$  = es el valor promedio de las relaciones entre la rigidez de la viga y la losa en todos los lados del tablero, donde esto representa el efecto de las vigas en la deflexión de la losa.

$l_n$  = es la distancia libre entre apoyo y apoyo (entre vigas) en la dirección larga.

Las unidades del resultado de  $h$  están en pulgadas (in), por lo que el valor de  $l_n$  debe de estar en pulgadas (in) y  $f_y$  en (lb/in<sup>2</sup>).

### 3.4.1.1 Distribución de momentos en losas

El momento total  $M_o$  que es resistido por una losa es igual a la suma de los momentos máximos negativos y positivos del claro. Para la siguiente ecuación  $q_u$ , es la carga uniforme por unidad de área,  $l_1$  es la longitud del claro de centro a centro entre soportes en la dirección en que se toman los momentos,  $l_n$  es la distancia entre las caras de los soportes en la dirección de los momentos y  $l_2$  es la longitud del claro transversal a  $l_1$ .

$$M_o = \frac{(q_u l_2)(l_n)^2}{8} \quad (3.6)$$

Dado que este momento llamado momento estático por ser el de una viga simplemente apoyada, para franjas centrales la distribución del momento es más precisa como se muestra en la Figura 3.4 y para franjas de extremo los momentos no son tan precisos es por lo que se proponen los siguientes valores que se muestran en la Tabla 3.4.

Para franjas centrales es como si se tratara de una viga a doblemente empotrada como se muestra en la Figura 3.4.

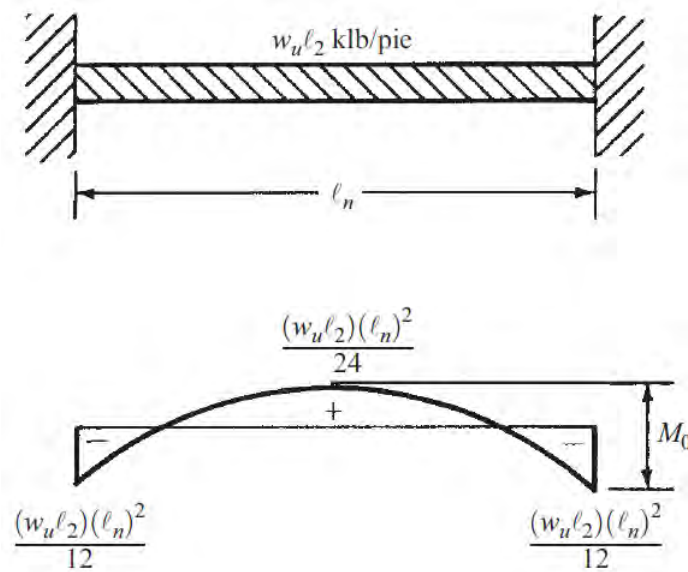


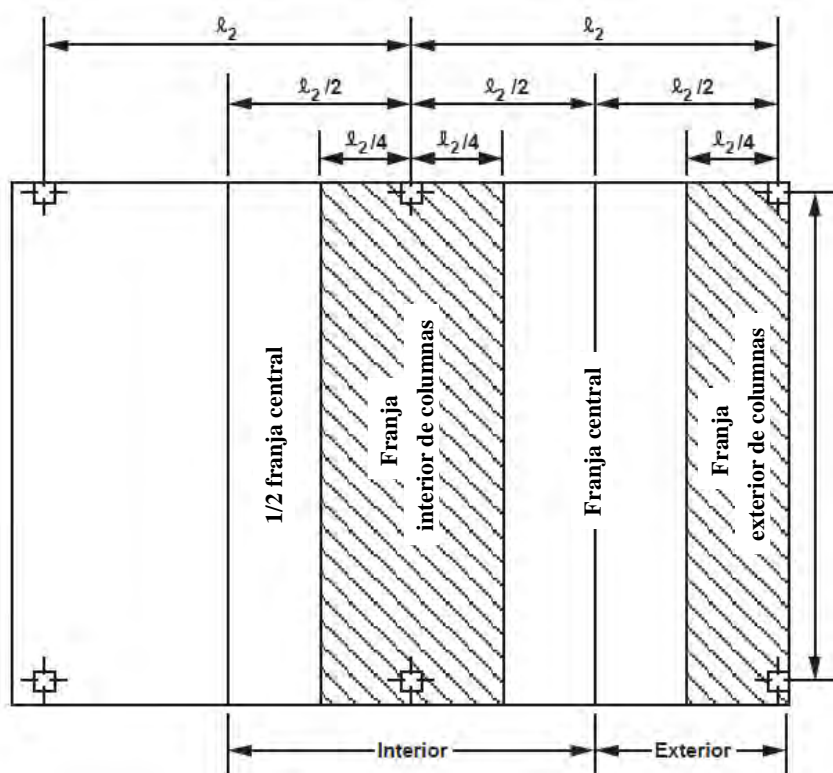
Figura 3.4 Distribución de momentos para la franja central (figura McCormac 2007)

Para la distribución de los momentos en la franja del extremo de un tablero de borde es de mayor complejidad ya que hay participación de las columnas en cuanto a rigidez y las vigas de borde. En la siguiente tabla se muestran los valores tomando en cuenta estos factores.

Tabla 3.4 Distribución del momento total en el claro de un claro extremo (ACI 318-02\_ 13.6.3)

|                                       | (1)                           | (2)                                     | (3)                                      | (4)               | (5)                                   |
|---------------------------------------|-------------------------------|---|--|-------------------|---------------------------------------|
|                                       | Borde exterior no restringido | Losa con vigas entre todos los soportes | Losa sin vigas entre soportes interiores |                   | Borde exterior totalmente restringido |
|                                       |                               |   | Sin viga de borde                        | Con viga de borde |                                       |
| Momento interior factorizado negativo | 0.75                          | 0.70                                    | 0.70                                     | 0.70              | 0.65                                  |
| Momento factorizado positivo          | 0.63                          | 0.57                                    | 0.52                                     | 0.50              | 0.35                                  |
| Momento exterior factorizado negativo | 0.00                          | 0.16                                    | 0.26                                     | 0.30              | 0.65                                  |

Para poder utilizar la ecuación anterior y la tabla 3.4 es necesario tomar en cuenta las siguientes variables como se muestran en la Figura 3.5, donde se ilustran las franjas en que se divide la losa para los dos casos.

a) Franja de columnas para  $l_2 \leq l_1$

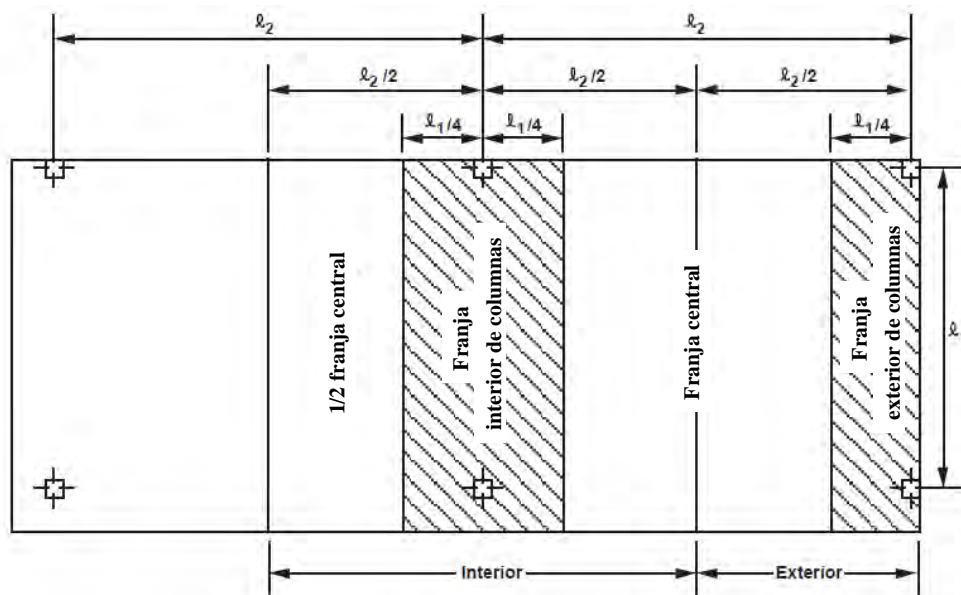
a) Franja de columnas para  $l_2 \leq l_1$ 

Figura 3.5 — Definición de las franjas de diseño (ACI 318-02\_13.6.3)

La Figura 3.5 ilustra las fracciones de momentos mostrados en la Tabla 3.5

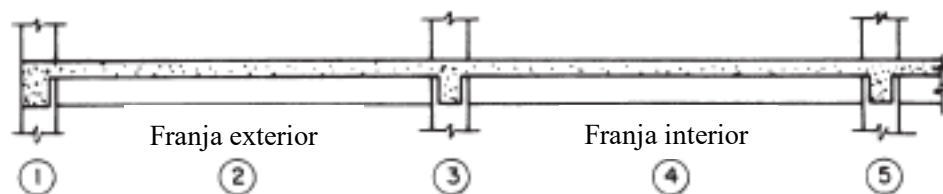


Tabla 3.5 Diseño de losas en dos direcciones por el método de los coeficientes (ACI 318-02\_13.6.9)

| Relación de claros $l_2/l_1$ | Momentos de losas y vigas           | Claro exterior    |           |                           | Claro interior |                   |
|------------------------------|-------------------------------------|-------------------|-----------|---------------------------|----------------|-------------------|
|                              |                                     | (1)               | (2)       | (3)                       | (4)            | (5)               |
|                              |                                     | Negativo exterior | Positivo  | Primero interior negativo | Positivo       | Negativo interior |
|                              | Momento total                       | $0.16M_o$         | $0.57M_o$ | $0.70M_o$                 | $0.35M_o$      | $0.65M_o$         |
| 0.5                          | Franja de columnas (losa con vigas) | $0.12M_o$         | $0.43M_o$ | $0.54M_o$                 | $0.27M_o$      | $0.50M_o$         |
|                              |                                     | $0.02M_o$         | $0.08M_o$ | $0.09M_o$                 | $0.05M_o$      | $0.09M_o$         |
|                              | Franja central                      | $0.02M_o$         | $0.06M_o$ | $0.70M_o$                 | $0.03M_o$      | $0.06M_o$         |
| 1                            | Franja de columnas (losa con vigas) | $0.10M_o$         | $0.37M_o$ | $0.45M_o$                 | $0.22M_o$      | $0.42M_o$         |
|                              |                                     | $0.02M_o$         | $0.06M_o$ | $0.08M_o$                 | $0.04M_o$      | $0.07M_o$         |
|                              | Franja central                      | $0.04M_o$         | $0.14M_o$ | $0.17M_o$                 | $0.09M_o$      | $0.16M_o$         |
| 2                            | Franja de columnas (losa con vigas) | $0.06M_o$         | $0.22M_o$ | $0.27M_o$                 | $0.14M_o$      | $0.25M_o$         |
|                              |                                     | $0.01M_o$         | $0.04M_o$ | $0.05M_o$                 | $0.02M_o$      | $0.04M_o$         |
|                              | Franja central                      | $0.09M_o$         | $0.31M_o$ | $0.38M_o$                 | $0.19M_o$      | $0.36M_o$         |



### 3.4.1.2 Limitaciones del método directo

Para el uso de los coeficientes propuestos por el ACI 318-02 se debe cumplir con las siguientes limitaciones a no ser que un análisis más detallado demuestre que se cumple con la resistencia, condiciones de servicio, tales como en los límites de las deflexiones:

1. Tener mínimo tres claros continuos en cada dirección.
2. Tener tableros regulares (rectangulares) con una relación entre lado largo y lado corto no mayor a 2.
3. La longitud entre lados sucesivos no difiere en más de un tercio del claro más grande.
4. Las columnas no deben estar situadas con una excentricidad mayor que 10% de la longitud del claro en la dirección de la excentricidad desde cualquier eje entre las líneas centrales de columnas sucesivas.
5. La carga viva no factorizada no deberá ser mayor que dos veces la carga muerta no factorizada.
6. Para tableros soportados por vigas perimetrales, la rigidez relativa de las vigas en las dos direcciones perpendiculares, calculada con la siguiente expresión 3.6, no deberá ser menor que 0.2 ni mayor que 5.0.

$$\frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \quad (3.7)$$

### 3.4.2 Recomendaciones para el diseño de losas según NTCC-2004 (sección 6.3.3)

Para el análisis de losas además de los métodos semiempíricos propuestos por estas normas se pueden ocupar otros métodos o procedimientos de diseño siempre y cuando se cumpla con las condiciones de servicio en cuanto a deflexiones, agrietamiento y vibraciones.

Para el dimensionamiento de losas por el método de los coeficientes primero se obtienen los momentos flexionantes utilizando la Tabla 3.6 siempre y cuando se satisfagan las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y
- d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de  $m$  se podrán realizar interpolación lineal

La losa se considerará dividida en tres franjas dos extremas y una central, para valores  $m$  mayores a 0.5 la franja central deberá tener un ancho de la mitad del claro y las franjas extremas una cuarta parte del mismo claro. Para valores de  $m$  menores a 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a  $(a_2 - a_1)$ , y cada franja extrema, igual a  $a_1/2$ .

Para casos en que se tengan cargas concentradas mayores a 1000 kgf, la separación máxima del refuerzo no deberá exceder  $2.5d$ , donde  $d$  es el peralte efectivo de la losa.

Tabla 3.6 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales (NTCC-2004)

| Tablero  | Momento            | Claro | Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$ |                 |     |      |     |      |     |      |     |      |     |     |     |     |
|--|--------------------|-------|--|-----------------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|-----|-----|-----|
|  |                    |       | 0  |                 | 0.5 |      | 0.6 |      | 0.7 |      | 0.8 |      | 0.9 |     | 1.0 |     |
|  |                    |       | I <sup>2</sup>                                 | II <sup>3</sup> | I   | II   | I   | II   | I   | II   | I   | II   | I   | II  | I   | II  |
| <b>Interior</b><br>Todos los<br>bordes<br>continuos                        | Negativo en bordes | corto | 998  | 1018            | 553 | 565  | 489 | 498  | 432 | 438  | 381 | 387  | 333 | 338 | 288 | 292 |
|  | interiores         | largo | 516  | 544             | 409 | 431  | 391 | 412  | 371 | 388  | 347 | 361  | 320 | 330 | 288 | 292 |
|  | Positivo           | corto | 630  | 668             | 312 | 322  | 268 | 276  | 228 | 236  | 192 | 199  | 158 | 164 | 126 | 130 |
|  |                    | largo | 175  | 181             | 139 | 144  | 134 | 139  | 130 | 135  | 128 | 133  | 127 | 131 | 126 | 130 |
| <b>De borde</b><br>Un lado<br>corto<br>discontinuo                         | Negativo en bordes | corto | 998  | 1018            | 568 | 594  | 506 | 533  | 451 | 478  | 403 | 431  | 357 | 388 | 315 | 346 |
|  | interiores         | largo | 516  | 544             | 409 | 431  | 391 | 412  | 372 | 392  | 350 | 369  | 326 | 341 | 297 | 311 |
|  | Neg. en borde dis. | largo | 326  | 0               | 258 | 0    | 248 | 0    | 236 | 0    | 222 | 0    | 206 | 0   | 190 | 0   |
|  | Positivo           | corto | 630  | 668             | 329 | 356  | 292 | 306  | 240 | 261  | 202 | 219  | 167 | 181 | 133 | 144 |
|  |                    | largo | 179  | 187             | 142 | 149  | 137 | 143  | 133 | 140  | 131 | 137  | 129 | 136 | 129 | 135 |
| <b>De borde</b><br>Un lado<br>largo<br>discontinuo                         | Negativo en bordes | corto | 1060   | 1143            | 583 | 624  | 514 | 548  | 453 | 481  | 397 | 420  | 346 | 364 | 297 | 311 |
|  | interiores         | largo | 587  | 687             | 465 | 545  | 442 | 513  | 411 | 470  | 379 | 426  | 347 | 384 | 315 | 346 |
|  | Neg. en borde dis. | corto | 651  | 0               | 362 | 0    | 321 | 0    | 283 | 0    | 250 | 0    | 219 | 0   | 190 | 0   |
|  | Positivo           | corto | 751  | 912             | 334 | 366  | 285 | 312  | 241 | 263  | 202 | 218  | 164 | 175 | 129 | 135 |
|  |                    | largo | 185  | 200             | 147 | 158  | 142 | 153  | 138 | 149  | 135 | 146  | 134 | 145 | 133 | 144 |
| <b>De esquina</b><br>Dos lados<br>adyacentes<br>discontinuos               | Negativo en bordes | corto | 1060   | 1143            | 598 | 653  | 530 | 582  | 471 | 520  | 419 | 464  | 371 | 412 | 324 | 364 |
|  | interiores         | largo | 600  | 713             | 475 | 564  | 455 | 541  | 429 | 506  | 394 | 457  | 360 | 410 | 324 | 364 |
|  | Negativo en bordes | corto | 651  | 0               | 362 | 0    | 321 | 0    | 277 | 0    | 250 | 0    | 219 | 0   | 190 | 0   |
|  | discontinuos       | largo | 326  | 0               | 258 | 0    | 248 | 0    | 236 | 0    | 222 | 0    | 206 | 0   | 190 | 0   |
|  | Positivo           | corto | 751  | 912             | 358 | 416  | 306 | 354  | 259 | 298  | 216 | 247  | 176 | 199 | 137 | 153 |
|  |                    | largo | 191  | 212             | 152 | 168  | 146 | 163  | 142 | 158  | 140 | 156  | 138 | 154 | 137 | 153 |
| <b>Extremo</b><br>Tres bordes<br>discontinuos<br>un lado largo<br>continuo | Neg. en borde con. | corto | 1060   | 1143            | 970 | 1070 | 890 | 1010 | 810 | 940  | 730 | 870  | 650 | 790 | 570 | 710 |
|  | Negativo en bordes | corto | 651  | 0               | 370 | 0    | 340 | 0    | 310 | 0    | 280 | 0    | 250 | 0   | 220 | 0   |
|  | discontinuos       | largo | 220  | 0               | 220 | 0    | 220 | 0    | 220 | 0    | 220 | 0    | 220 | 0   | 220 | 0   |
|  | Positivo           | corto | 751  | 912             | 730 | 800  | 670 | 760  | 610 | 710  | 550 | 650  | 490 | 600 | 430 | 540 |
|  |                    | largo | 185  | 200             | 430 | 520  | 430 | 520  | 430 | 520  | 430 | 520  | 430 | 520 | 430 | 520 |
| <b>Extremo</b><br>Tres bordes<br>discontinuos<br>un lado corto<br>continuo | Neg. en borde con. | largo | 570  | 710             | 570 | 710  | 570 | 710  | 570 | 710  | 570 | 710  | 570 | 710 | 570 | 710 |
|  | Negativo en bordes | corto | 570  | 0               | 480 | 0    | 420 | 0    | 370 | 0    | 310 | 0    | 270 | 0   | 220 | 0   |
|  | discontinuos       | largo | 330  | 0               | 220 | 0    | 220 | 0    | 220 | 0    | 220 | 0    | 220 | 0   | 220 | 0   |
|  | Positivo           | corto | 1100   | 1670            | 960 | 1060 | 840 | 950  | 730 | 850  | 620 | 740  | 540 | 660 | 430 | 520 |
|  |                    | largo | 200  | 250             | 430 | 540  | 430 | 540  | 430 | 540  | 430 | 540  | 430 | 540 | 430 | 540 |
| <b>Aislado</b><br>Cuatro lados<br>discontinuos                             | Negativo en bordes | corto | 570  | 0               | 550 | 0    | 530 | 0    | 470 | 0    | 430 | 0    | 380 | 0   | 330 | 0   |
|  | discontinuos       | largo | 330  | 0               | 330 | 0    | 330 | 0    | 330 | 0    | 330 | 0    | 330 | 0   | 330 | 0   |
|  | Positivo           | corto | 1100   | 1670            | 830 | 1380 | 800 | 1330 | 720 | 1190 | 640 | 1070 | 570 | 950 | 500 | 830 |
|  |                    | largo | 200  | 250             | 500 | 830  | 500 | 830  | 500 | 830  | 500 | 830  | 500 | 830 | 500 | 830 |

<sup>1</sup> Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

<sup>2</sup> Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

<sup>3</sup> Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4}wa_1^2$ , dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si  $w$  está en kN/m<sup>2</sup> (en kg/m<sup>2</sup>) y  $a_1$  en m, el momento da en kN-m/m (en kg-m/m)

Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

Después se calcula el peralte mínimo, donde las normas proponen un peralte efectivo no menor al que resulte de la ecuación 3.4 concreto clase 1 y ecuación 3.5 concreto clase 2:

$$d = \frac{\text{Perímetro}_{\text{tablero}}}{250} \quad (3.8)$$

$$d = \frac{\text{Perímetro}_{\text{tablero}}}{170} \quad (3.9)$$

Para cuando se tengan lados discontinuos estos se deberán de incrementar en un 50 por ciento para el caso cuando no sean losas monolíticas con los apoyos y un 25 por ciento para cuando si lo sean.

Cuando la relación de  $a_2/a_1$  sea mayor a 2, no será necesario tomar en cuenta un peralte mayor al que resulte de tomar un perímetro igual a  $4a_1$ .

Una vez que se tiene el peralte se procede a calcular el porcentaje de refuerzo utilizando las fórmulas de flexión, considerando un ancho unitario (1 m)

#### 3.4.2.1 Revisión para resistir Momentos flexionantes

Para resistir momentos flexionantes se supondrá que los momentos máximos se encuentran en el centro del claro y en los extremos dependiendo del sistema de apoyo. Para esta revisión se utilizará la fórmula de flexión. En esta fórmula se utiliza el cálculo de otras variables como lo son el área de acero  $A_s$  y la profundidad del bloque de compresión  $a$ . Por lo regular este cálculo se realiza para un ancho unitario.

$$A_s = \# \text{barras} * A_{c/b} \quad (3.10)$$

La profundidad del bloque de compresión es la distancia en la que se considera que el concreto está a compresión Figura 4.3.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (3.11)$$

Donde:

$a$  = Es la distancia del eje neutro al paño

$A_s$  = Área de acero

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$f'_c$  = Resistencia del concreto a la compresión

$b$  = Ancho unitario.

Momento resistente se considera conforme a la siguiente fórmula para un ancho unitario.

$$M_R = F_R A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.12)$$

$M_R$  = Momento resistente

$F_R$  = Factor de resistencia a flexión

$d$  = es la distancia entre el acero de refuerzo y el extremo superior del elemento.

#### 3.4.2.2 Revisión para resistir fuerza cortante

Para resistir fuerza cortante se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d\right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2}\right) w \quad (3.13)$$

Si existen bordes discontinuos,  $V$  se incrementará en un 15 por ciento. La resistencia de la losa se supondrá igual a:

$$0.16 F_R d b \sqrt{f^* c} \quad (3.14)$$

#### 3.4.2.3 Recomendaciones para cuando se tienen Cargas lineales

Las Normas Técnicas Complementarias proponen que para el caso en que la losa tenga que soportar cargas lineales debidas a muros estas puedan tomarse en cuenta con cargas uniformemente distribuidas equivalentemente.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la Tabla 3.7. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

Tabla 3.7 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes (NTCC-04)

| Relación de lados $m = a_1/a_2$ | 0.5 | 0.8 | 1.0 |
|---------------------------------|-----|-----|-----|
| Muro paralelo al lado corto     | 1.3 | 1.5 | 1.6 |
| Muro paralelo al lado largo     | 1.8 | 1.7 | 1.6 |

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5, para los cuales se pueden realizar interpolaciones lineales.

### 3.4.3 Detalles del armado

En la siguiente Figura 3.6 se muestra algunos de los detalles que deben tener los armados de acero de una losa y las medidas de los empalmes entre el acero de refuerzo. En la Figura 3.6 (a) se muestra que los dobleces para el cambio entre el acero positivo y negativo es a  $45^\circ$ , Figura 3.6(b) en las losas perimetralmente apoyadas, los cortes y dobleces se hacen en función del claro corto para el refuerzo en ambas direcciones, Figura 3.6(c) en el apoyo extremo debe proporcionarse un anclaje adecuado a partir del paño de apoyo.

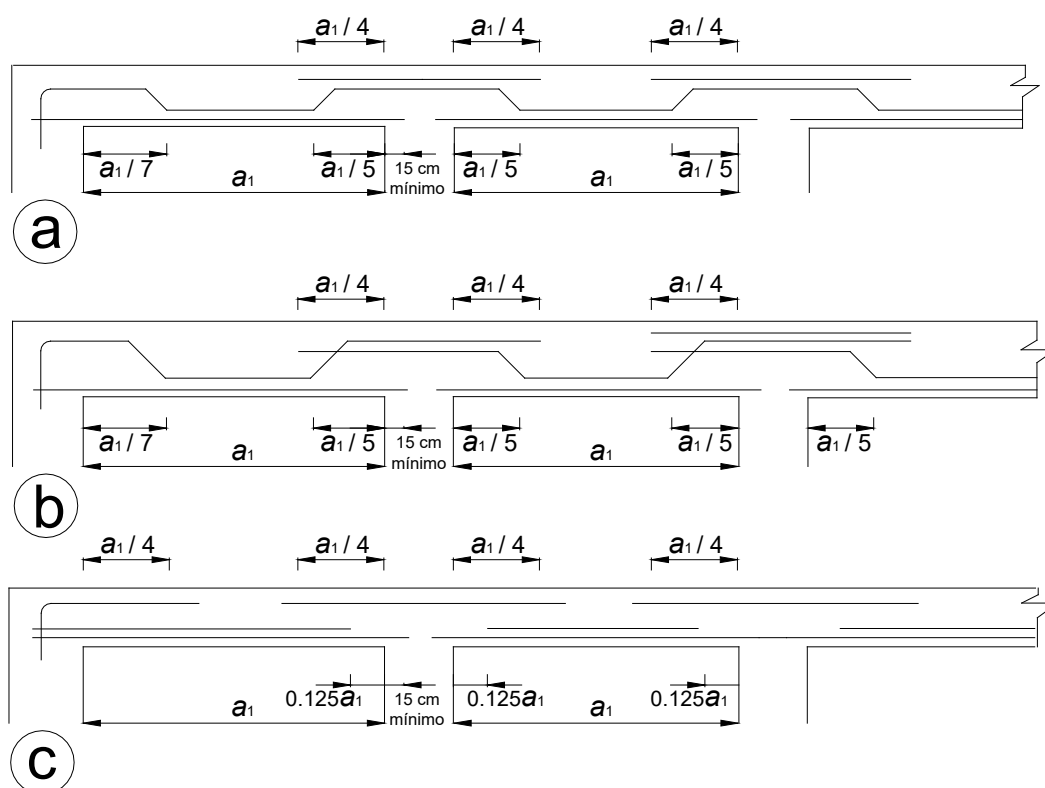


Figura 3.6 Detalles típicos del refuerzo de losas (González 2005)

### 3.4.4 Armados típicos de losas apoyadas perimetralmente

En esta sección se muestran algunos de los armados más comunes en edificios de losas perimetralmente apoyada con vigas, en la mayoría de los armados el acero de refuerzo es del No. 3 y en algunos otro del No. 4 como se observa en las siguientes figuras.

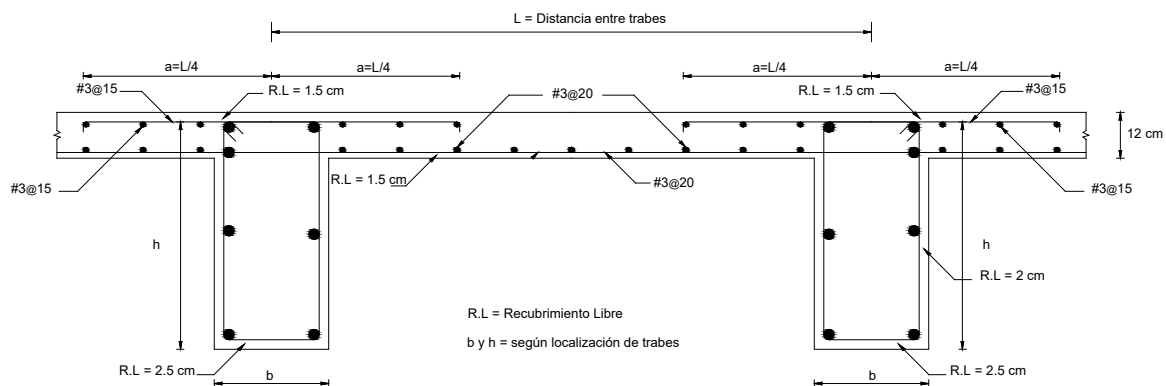
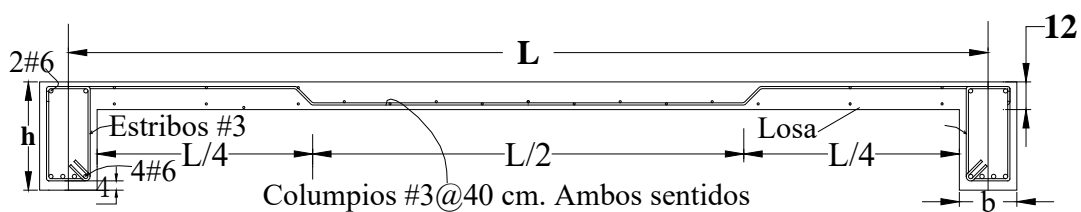


Figura 3.7 Armado típico de losas (ejemplo 1)



Nota: Bastones y Columpios intercalados y separados a cada 20 cms. en ambos sentidos

Figura 3.8 Armado típico de losas (ejemplo 2)

# Capítulo 4

## Momentos resistentes en la losa de transferencia con base en datos experimentales

### 4.1 INTRODUCCIÓN

En esta sección se realiza un análisis de los resultados obtenidos de la prueba de laboratorio del prototipo losa-muro, realizado por Vargas (2014). Uno de los puntos a tratar es el cálculo de los momentos en cada una de las etapas de la prueba, ante carga vertical, carga lateral y combinada. También se hace una revisión de los coeficientes para el diseño de losas conforme a las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal – 2004.

En la primera etapa se analizan las deformaciones unitarias ante carga vertical obtenidas de los strain gages ubicadas en puntos estratégicos a lo largo del eje del muro y perpendicular al muro. En la segunda etapa se hace la revisión de las deformaciones y cálculo de los momentos ante carga lateral. En la tercera etapa, se revisaron las deformaciones y se hace el cálculo de los momentos obtenidos ante carga vertical más carga lateral cíclica.

#### 4.1.1 Puntos de monitoreo de deformaciones

Se colocaron strain gages en puntos estratégicos del prototipo losa-muro, para poder recabar la suficiente información del comportamiento mecánico de los elementos, por lo que se colocaron strain gages en el acero de refuerzo del lecho superior de la losa como en el inferior, en diferentes puntos de la losa como se puede observar en la Figura 4.1. También se colocaron strain gages en el concreto (Figura 4.2).

En esta sección solo se trabajó con los strain gages colocados en el acero y concreto sobre el eje del muro y los que se encuentran en la línea perpendicular al muro, como se muestran en las Figura 4.1 y Figura 4.2.

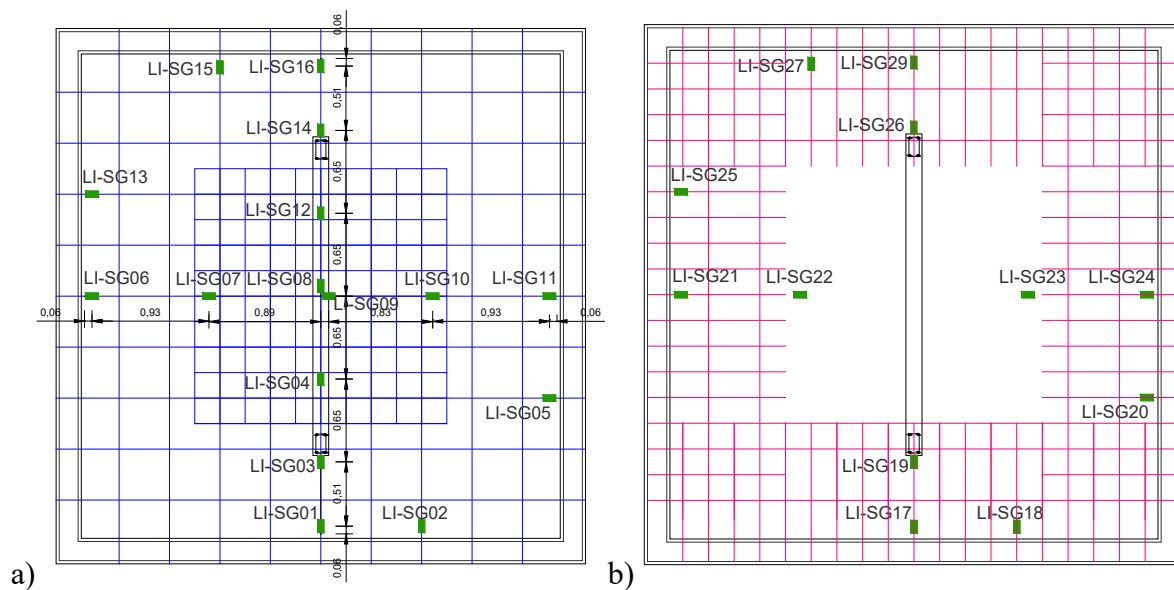


Figura 4.1 Instrumentación losa de prueba a) lecho inferior b) lecho superior (Vargas 2014).

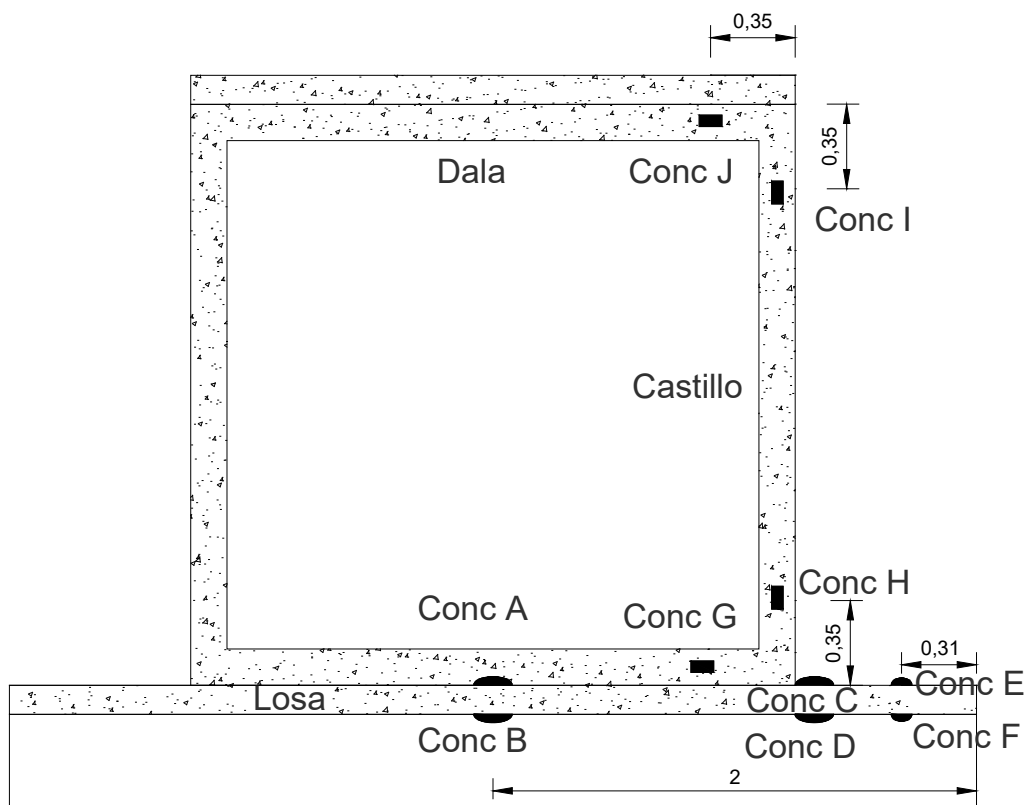


Figura 4.2 Localización de strain gages de concreto en dala, castillo y losa (Vargas 2014)



## 4.2 CÁLCULO DE LOS MOMENTOS

En esta sección para el cálculo de los momentos se ocupó la teoría de la elasticidad lineal en las primeras etapas de carga ya que es donde las gráficas carga-deformación unitaria es una línea recta. El término elasticidad o zona elástica se le designa a la propiedad mecánica de ciertos materiales al sufrir deformaciones reversibles cuando se encuentran sujetos a la acción de fuerzas exteriores y de recuperar su forma original si estas fuerzas exteriores se eliminan.

En esta parte se ocupó la ley de Hooke que establece que el esfuerzo es igual al módulo de elasticidad (módulo de Young) por la deformación unitaria.

$$\sigma = E\varepsilon \quad (4.1)$$

En el ensaye de elementos a flexión cuando se comienza a cargar, el comportamiento de la losa es esencialmente elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando la tensión en la fibra más esforzada de alguna sección excede la resistencia del concreto a la tensión, empiezan a aparecer grietas. A medida que se incrementa la carga, estas grietas aumentan en número, en longitud y en abertura. Se puede observar muy claramente la zona de la pieza sujeta a tensión, en la que se presentan las grietas, y la zona sujeta a compresión. A partir de la aparición de las primeras grietas, el comportamiento del espécimen ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas (González Cuevas, 2005).

### 4.2.1 Hipótesis para el cálculo de la resistencia de elementos a flexión

Para determinar la resistencia de elementos que trabajan a flexión, puede determinarse a partir de una serie de hipótesis simplificadas ligadas al comportamiento básico del mecanismo acción respuesta. Aunque en este caso no se requiere calcular la resistencia de la losa, sino los momentos producidos en la losa dada cierta carga a partir de deformaciones unitarias; se considerarán las mismas hipótesis del cálculo de la resistencia:

- La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento.
- No existen corrimientos relativos de consideración entre el acero y el concreto que lo rodea.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales.
- El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación unitaria máxima útil del concreto,  $\varepsilon_c = (0.003 - 0.004)$ .
- Se conoce el comportamiento del acero de refuerzo.

En la Figura 4.3 se muestran los estados de deformaciones y esfuerzos en la sección transversal de una viga sujeta a flexión. Se considera que la forma de distribución de los esfuerzos en el bloque de compresión, es similar a la curva esfuerzo-deformación de un ensaye a compresión de un cilindro.

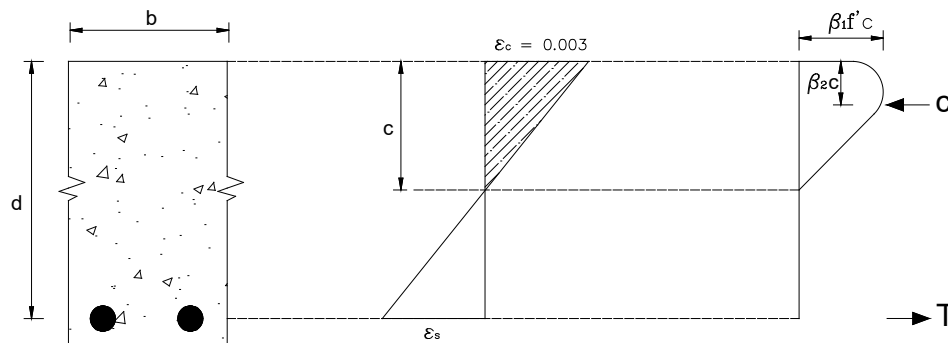


Figura 4.3 Distribuciones de deformaciones y esfuerzos en una sección sujeta a flexión.

Para deformaciones unitarias menores a 0.002, se considerara que la distribución de las deformaciones es lineal, según la gráfica esfuerzo-deformación de pruebas experimentales en cilindros de concreto (Figura 4.5), y aunque la distribución de los esfuerzos son en forma de parábola, para la primera rama creciente de la parábola se considera de forma lineal ( $<0.002$ ), donde la fibra más alejada del eje neutro es la más esforzada.

Cuando se tienen deformaciones mayores a 0.002 los esfuerzos se calculan conforme lo recomiendan diferentes códigos. Por ejemplo, el Reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI 318-02) utiliza la hipótesis simplificadora que se observa en la Figura 4.4. En lugar de la distribución real de esfuerzos, se propone una distribución rectangular, con una profundidad igual a  $\beta_1$  veces la del eje neutro. Se acepta que el elemento alcanza su resistencia a una deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión igual a 0.003, con una distribución lineal de deformaciones unitarias (González Cuevas. 2005).

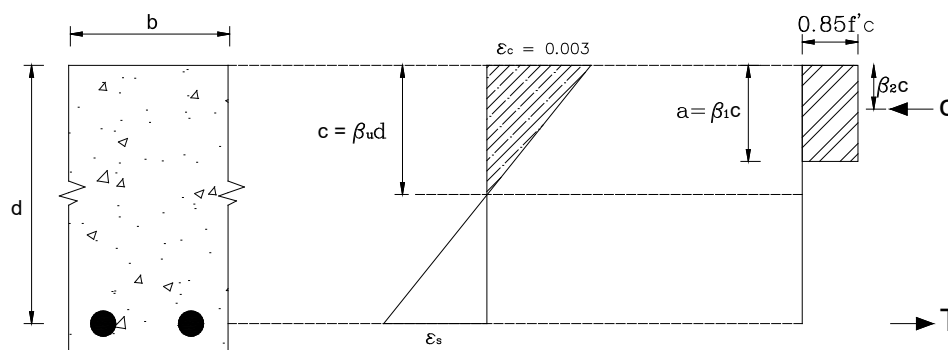


Figura 4.4 Distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión.

### 4.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

En trabajo del modelo experimental (Vargas, 2014), se realizaron pruebas mecánicas a los materiales como lo fue el acero de refuerzo (tensión), concreto (compresión) y mampostería (compresión diagonal). Estas pruebas nos definen su comportamiento de cada uno de los materiales, así como sus propiedades mecánicas módulo de elasticidad, resistencia máxima a la compresión, resistencia a la fuerza cortante, etc.

En este trabajo se utilizaron las propiedades representativas de cada uno de los materiales con los que fue construido el prototipo losa-muro.

#### 4.3.1 Concreto

Se ensayaron cuatro cilindros que fueron probados a los 28 días del colado, con el objetivo de obtener su resistencia a la compresión y su Módulo de Elasticidad del concreto. En promedio se obtuvo una resistencia a la compresión promedio  $f'_c$  de 230 kgf/cm<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad promedio  $E_c$  de 168,001.01 kgf/cm<sup>2</sup>. En la Figura 4.5 se muestra una curva representativa del ensaye de un cilindro.

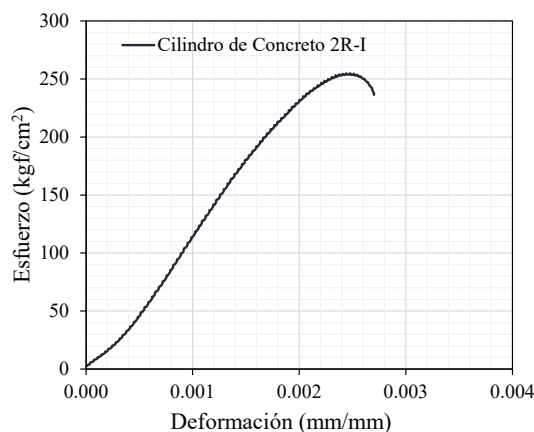


Figura 4.5 Gráfica esfuerzo-deformación de un cilindro de concreto

#### 4.3.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo que se utilizó en la construcción del prototipo losa-muro, fue de varillas de dos diámetros diferentes, para la construcción de las trabes se empleó en la barras longitudinales varilla de No. 6 y para los estribos se empleó varilla del No. 3, siendo este diámetro que se utilizó para la construcción del armado de la losa, dalas y castillos.

Se ensayaron tres probetas de varillas de acero del No. 3 para obtener el módulo elasticidad, esfuerzo de fluencia, esfuerzo máximo y de ruptura del acero. Obteniendo como resultado un esfuerzo de fluencia promedio  $\sigma_y$  de 4100 kgf/cm<sup>2</sup>, módulo de elasticidad  $E_s$  de 2116491.228 kgf/cm<sup>2</sup> y un esfuerzo máximo  $\sigma_u$  de 6020 kgf/cm<sup>2</sup>. ( Figura 4.6)

La gráfica esfuerzo-deformación muestra la curva completa de una de las pruebas de las varillas de 3/8.

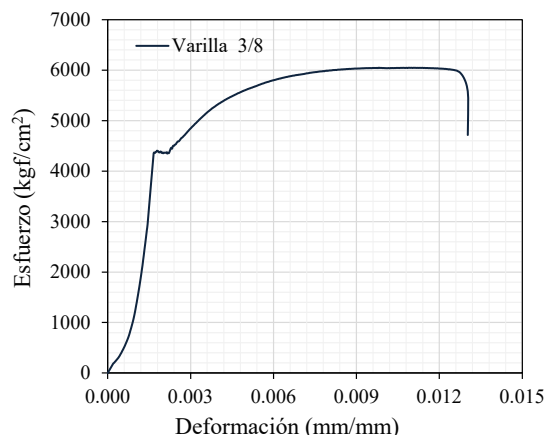


Figura 4.6 Gráfica esfuerzo-deformación de una varilla muestra # 3

### 4.3.3 Mampostería

En la mampostería, se realizaron pruebas a 5 pilas elaboradas con tabique rojo recocido, de una resistencia a compresión por pieza de aproximadamente  $f_p^*$  de 130 kgf/cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión de la mampostería  $f_m^*$ , sobre el área bruta, se determinara por medio de pilas de mampostería formadas por medio de tabiques sobrepuestos y mortero de cinco tabiques, obteniendo una resistencia a la compresión  $f_m^*$  de 35.01 kgf/cm<sup>2</sup>, módulo de elasticidad  $E_m$  de 12,016.59 kgf/cm<sup>2</sup> y una resistencia a la fuerza cortante  $V_m^*$  de 4.9 kgf/cm<sup>2</sup>.

## 4.4 MODELO NO-LINEAL DE LOS MATERIALES

En este capítulo no se deduce el comportamiento no lineal de los materiales, solo se toma algunos de los métodos conocidos para deducir el comportamiento inelástico hasta llegar al esfuerzo último del acero y el concreto; dos materiales muy diferentes en cuanto a su comportamiento inelástico.

### 4.4.1 Método de Hognestad para el concreto

Uno de los modelos más conocido y aceptado para determinar el esfuerzo no lineal del concreto, es el propuesto por Hognestad, (1951) Figura 4.7. Este es aplicable para secciones circulares, como para secciones rectangulares o cuadradas. La primera rama consiste en una parábola de segundo grado hasta alcanzar su resistencia máxima, después la curva desciende y esta rama se representa por medio de una recta con una pendiente (Figura 4.7). Comúnmente la deformación unitaria última o de aplastamiento del concreto, tienen como valor más aceptado 0.0038. En este modelo, las expresiones que definen las dos ramas de la curva y la pendiente de la segunda rama son las siguientes:

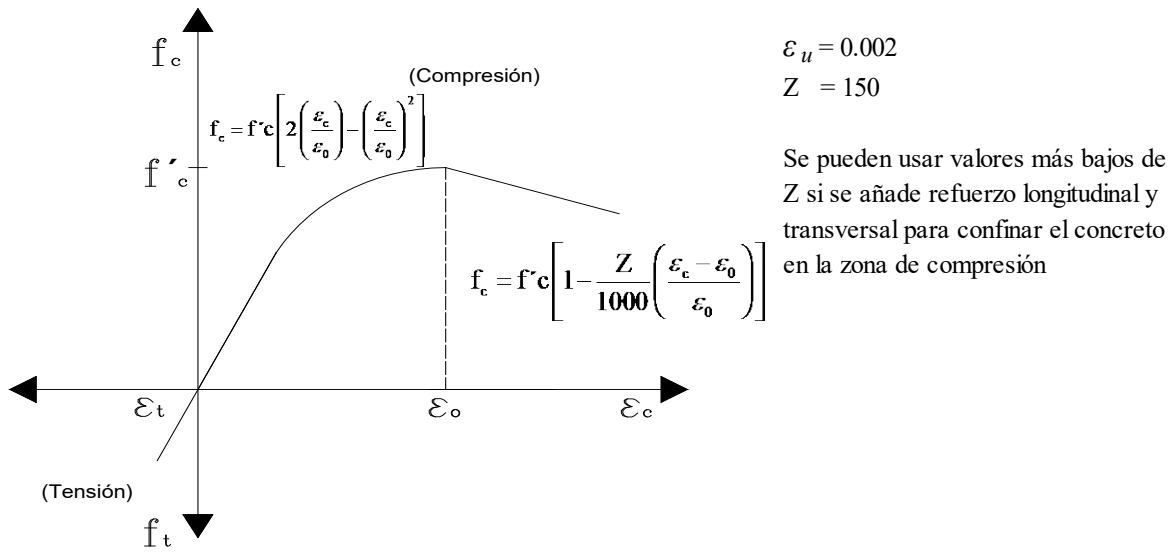


Figura 4.7 Modelo de Hognestad (adaptado a Wight K. and MacGregor J. 2012)

#### 4.4.2 Modelo según Liu (1987) para el acero

Para el acero se tomó el modelo propuesto por Liu (1987). En el análisis de las mediciones registradas por los deformímetros, se utilizó la transformación de esfuerzos empleando las curvas esfuerzo-deformación, como se indica en la Figura 4.8. El modelo corresponde al comportamiento de un acero grado 42, según Liu (1987). La fluencia del acero de refuerzo se definió cuando existen deformaciones permanentes, es decir, después de que se registran deformaciones mayores a la de fluencia,  $\varepsilon_y$ .

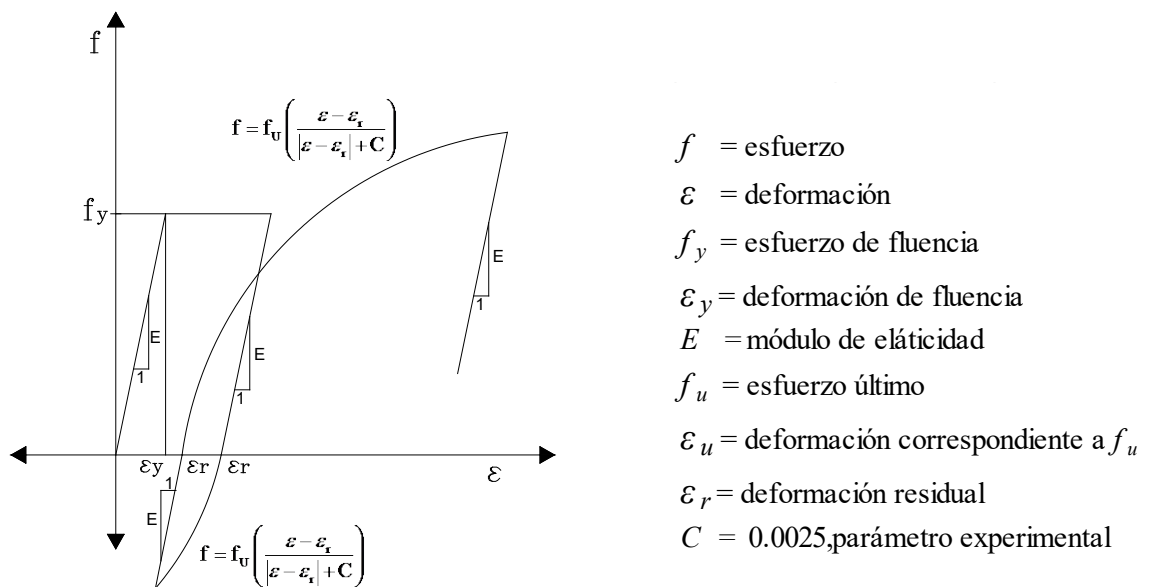


Figura 4.8 Modelo no-lineal del acero estructural grado 42 (Según Aguilar y Alcocer, 2001)

## 4.5 PROTOCOLO DE CARGA

La aplicación de carga en el ensaye del muro, se realizó conforme a lo que indica el apéndice A de las NTC-Mampostería. Para ensayos de muros ante carga lateral, los especímenes serán probados bajo la serie de ciclos a deformación controlada. Las pruebas se harán bajo una carga vertical constante que represente las acciones permanentes del Reglamento consistentes con el uso que se pretende dar al sistema constructivo, así como con la magnitud (número de niveles). Para cada distorsión se aplicarán dos ciclos. Los dos primeros pares de ciclos se aplicarán controlando por carga, y corresponderán a la cuarta parte y a la mitad de la menor de la carga calculada de agrietamiento inclinado del muro o de fluencia del refuerzo vertical. El tercer par de ciclos corresponderá al primer agrietamiento inclinado o a la primera fluencia del muro, lo que ocurra primero. A partir de ahí se aplicarán las distorsiones que se indican en cada una de las pruebas hasta alcanzar, al menos, una distorsión de 0.006. La fuerza lateral cíclica alternada se aplicará de modo que su distribución sea sensiblemente uniforme a lo largo del muro. Se aceptará que la fuerza lateral se aplique en los extremos superiores opuestos del muro, según el semiciclo que se trate.

## 4.6 CARGA VERTICAL

En esta sección se realizó el cálculo de los momentos conforme a lo mencionado en la sección 3.3. Para el ensaye de carga vertical se propuso un protocolo de carga similar al que se describe en la sección 4.5, solo que en este caso se miden las flechas en la losa. En el ensaye se aplicó una carga vertical monotónica al muro de forma cíclica, como se observa en la Figura 4.9, donde se muestran tres pares de semi-ciclos de 0.5mm, 1.0mm y 1.5 mm, (flechas en la losa con cargas aproximadas de 3.5 ton, 5.8 Ton y 7.5 Ton respectivamente).

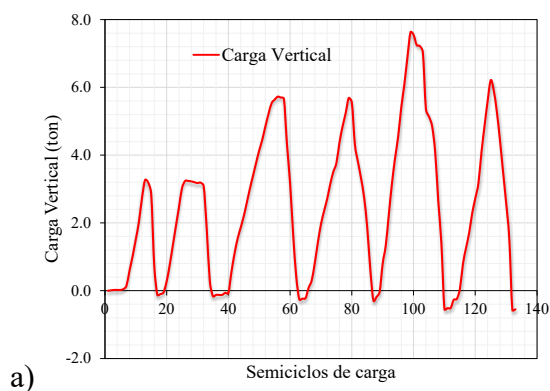


Figura 4.9 Secuencia de carga vertical aplicada

Para este tipo de carga solo se tomó la parte elástica, o bien hasta donde se comporta linealmente la gráfica carga-deformación por lo que se considera lineal a una carga de 4.8 t donde se comporta elástica como se puede ver en la Figura 4.10, se observa que esta carga corresponde al segundo ciclo de carga.

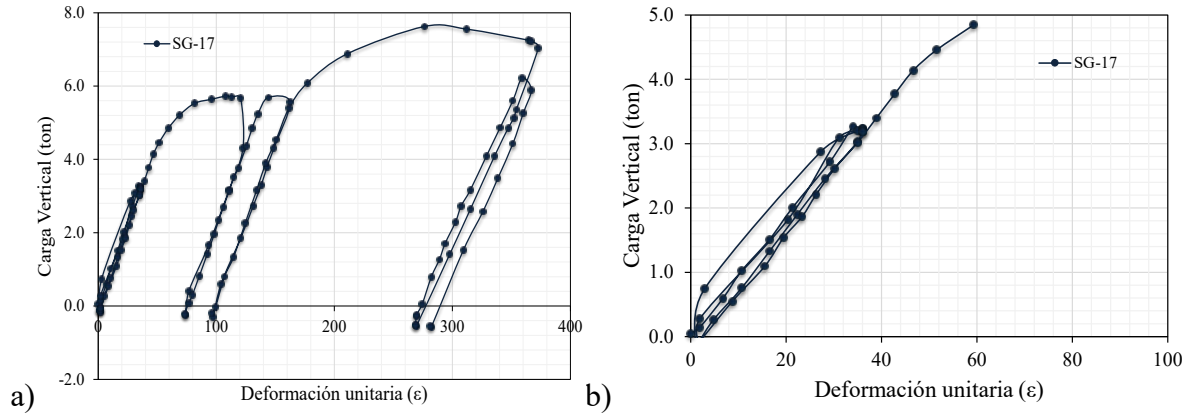


Figura 4.10 a) Grafica Carga – deformación SG-17, b) Grafica Carga – deformación SG-17 (parte elástica - carga de 4.8 ton)

Se realizó una revisión de las deformaciones registradas por los strain gages de concreto, y se hizo una revisión para comprobar que estas correspondieran a una en relación lineal con respecto a las deformaciones del acero, en los casos que se obtuvieron mediciones coherentes se comprobó que si están relacionadas linealmente, en otros casos no se obtuvieron mediciones.

De la misma manera se consideró delimitar la gráfica hasta el término de la parte elástica, considerando una misma carga que los strain gages del acero, para que las deformaciones tengas relación, como se observa en las siguientes Figura 4.11.

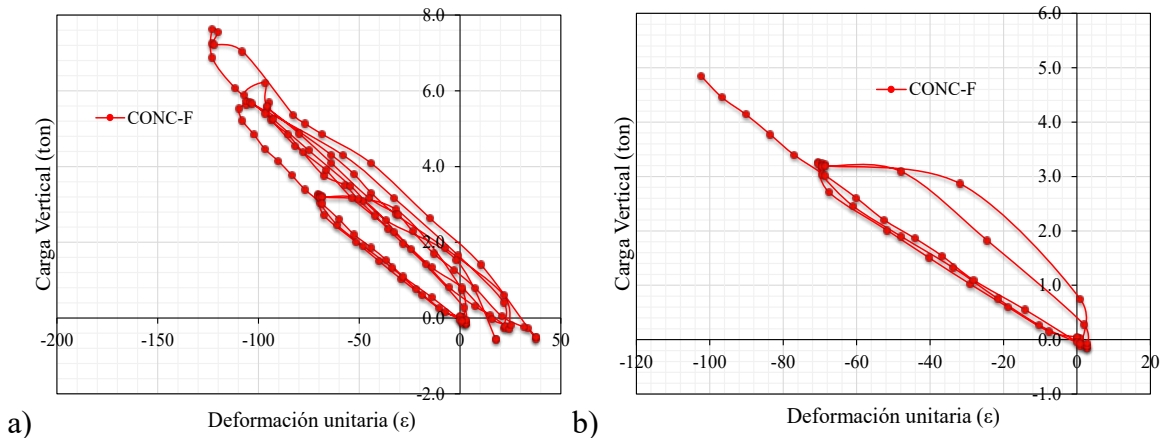


Figura 4.11 a) Grafica carga – deformación CONC-F (carga de 4.8 ton), b) grafica carga – deformación CONC-F (zona elástica)

#### 4.6.1 Cálculo de momentos en SAP2000

Se realizó un modelo losa-muro similar al prototipo ensayado en el laboratorio en el programa SAP2000 para obtener los momentos en la losa para un mismo nivel de carga correspondiente a la deformación elástica (4.82 t). En la siguiente Figura 4.12 se muestra el modelo que es muy similar a los analizados en el capítulo 2. El modelo analizado se realizó con elementos tipo *Shell* para la losa y el muro, para los castillos y dalas se utilizó elementos

tipo *frame*. Los elementos tipo área se discretizaron en una malla con elementos de 50 x 50 cm, y los castillos y dalas en elementos de 50 cm, de tal forma que todos los nodos coincidieran, considerando que todos los nodos interiores son nodos continuos y los exteriores de la losa están empotrados.

En este modelo se calcularon los momentos solo para las cargas impuestas sobre el muro y se desprecia la contribución del peso de los elementos ya que en el ensaye del prototipo losa-muro solo se midieron deformaciones al momento de la prueba y de igual manera se despreciaron las deformaciones que sufrió la losa por peso propio y por peso del muro. Se realizó una comparación entre ambos resultados ante una misma carga impuesta que es de 4.82 t.

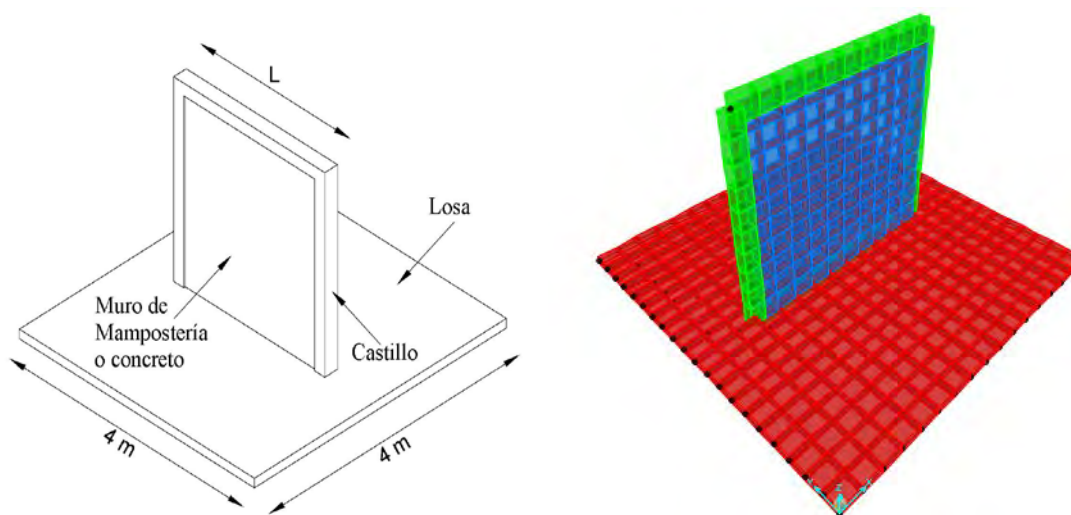


Figura 4.12 Modelo Losa-muro analizado con elementos finitos SAP2000

Del modelo anterior se obtienen los siguientes momentos actuantes para cada uno de los puntos de las dos franjas centrales perpendiculares de la losa, de los cuales en la Figura 4.13 se muestran en línea punteada los momentos en la dirección paralela al muro donde se observa que la mayor demanda de momentos se ubica en los extremos del muro así como en los extremos de la losa ya que en este caso se considera empotrada en su perímetro.

La línea continua representa los momentos en la otra dirección al centro de la losa perpendicular al muro; esta grafica de momentos presenta el máximo en el centro y en los extremos de la losa, con una curva más similar al de una losa con carga constante distribuida en toda su área.

Con el análisis de elementos finitos se obtuvieron la distribución de los momentos en toda la losa como se muestra en la siguiente Figura 4.13 a y b. La distribución de momentos en las dos direcciones de la losa resultado de un análisis ante una carga vertical distribuida de 4.847 t en la parte superior de muro.



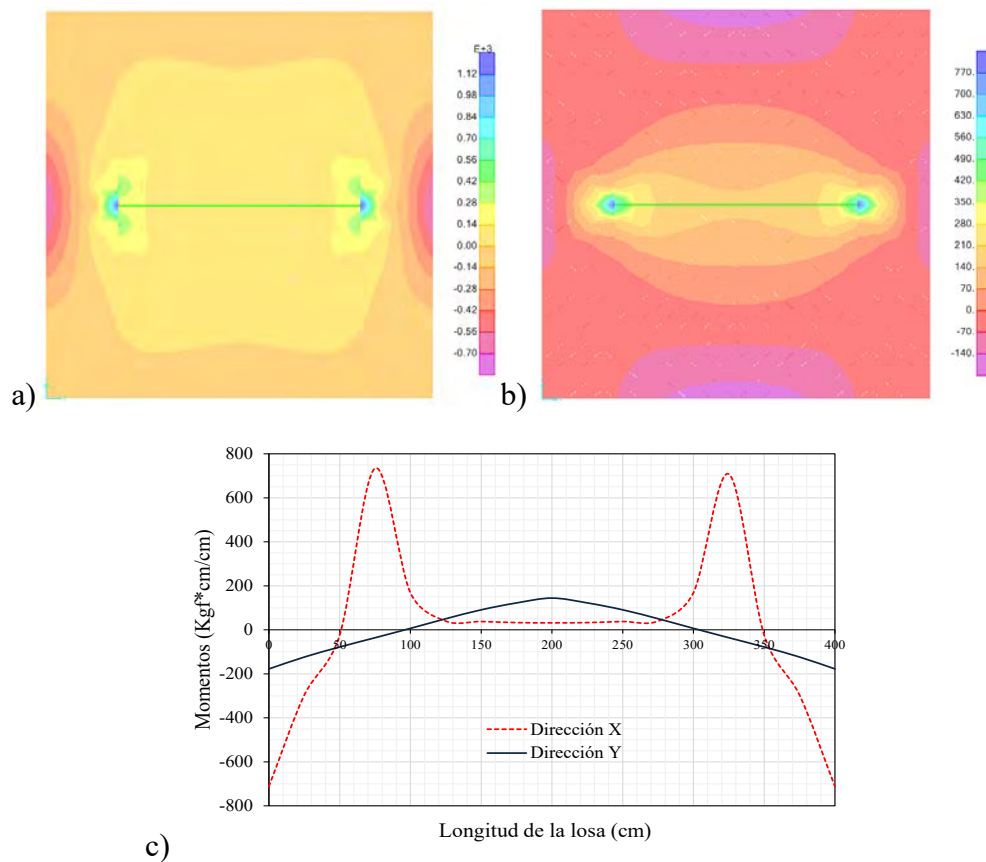


Figura 4.13 Momentos al centro de la losa en las dos direcciones a) y b) distribución de momentos en toda la losa

#### 4.6.2 Cálculo de los momentos datos experimentales

En esta sección se calcularon los momentos en cada uno de los puntos estratégicos donde se ubicaron los strain gages, en las dos direcciones principales de la losa se realizó utilizando la teoría de la elasticidad como ya se ha mencionado.

A continuación se grafica el estado de deformaciones del acero de refuerzo positivo de las dos líneas centrales de la losa, observándose que debe tener la misma configuración que los momentos.

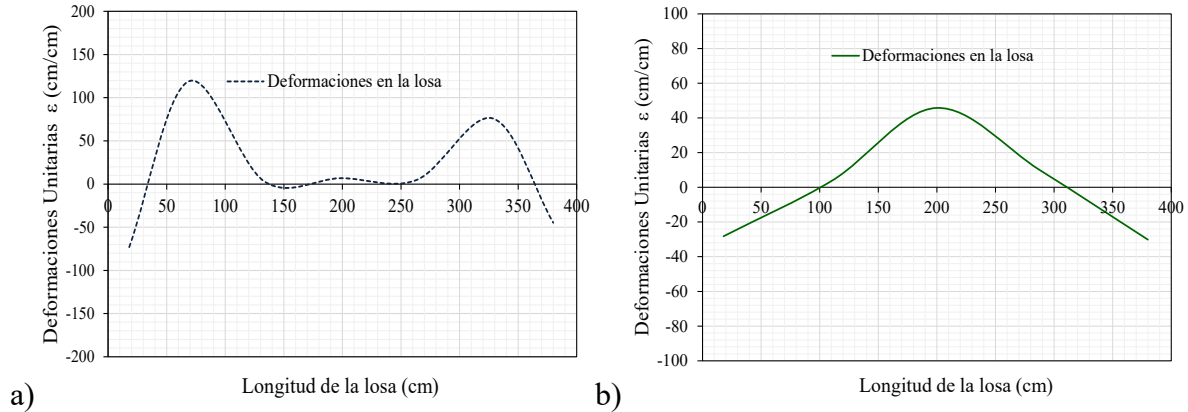


Figura 4.14 a) Estado de deformaciones en el centro de la losa (X), b) estado de deformaciones en el centro de la losa (Y)

Se realizó una comparación con los momentos obtenidos del análisis de elementos finitos en SAP2000. En la Figura 4.15a se muestran las dos gráficas de momentos, en línea continua se muestran los momentos obtenidos del ensaye experimental y en la línea punteada se muestran los obtenidos del análisis en SAP2000. Se puede observar que las dos curvas son muy similares en los puntos máximos como en los mínimos, los otros puntos de la curva están un poco distantes entre una curva y la otra ya que los puntos monitoreados en el ensaye experimental están a distancias más grandes entre uno y otro lo que nos arroja una curva menos precisa. La curva obtenida mediante elementos finitos tiene una configuración más definida porque la división de elementos es mayor.

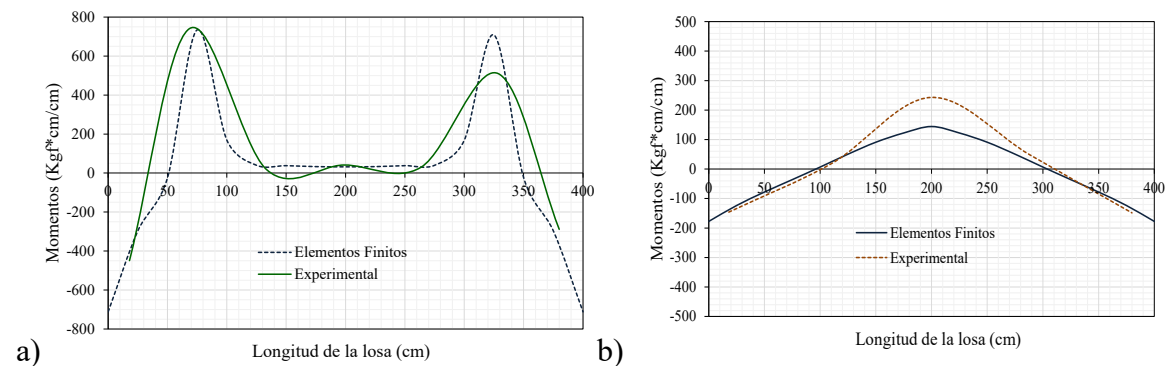


Figura 4.15 Comparación de momentos a) dirección X, b) dirección Y

En la otra dirección se muestran los momentos en la siguiente Figura 4.15b, en línea punteada se graficaron los momentos obtenidos de los datos experimentales y en línea punteada son los obtenidos de elementos finitos. Se observa que el momento positivo del experimental es mucho más grande en comparación con el de elementos finitos esto se puede deber a que en ese punto se tiene menos información ya que solo hay un strain gages en el acero momento positivo y también en que el muro mostraba una excentricidad con respecto a su posición en la losa.

También se realizó el cálculo de los momentos para el estado último de la prueba para cuando se tiene una carga máxima de aproximadamente 8 t.

En la Figura 4.16 se muestra una comparación entre las dos etapas de la prueba, la primera hasta el límite del rango elástico y la segunda para el estado último de la prueba.

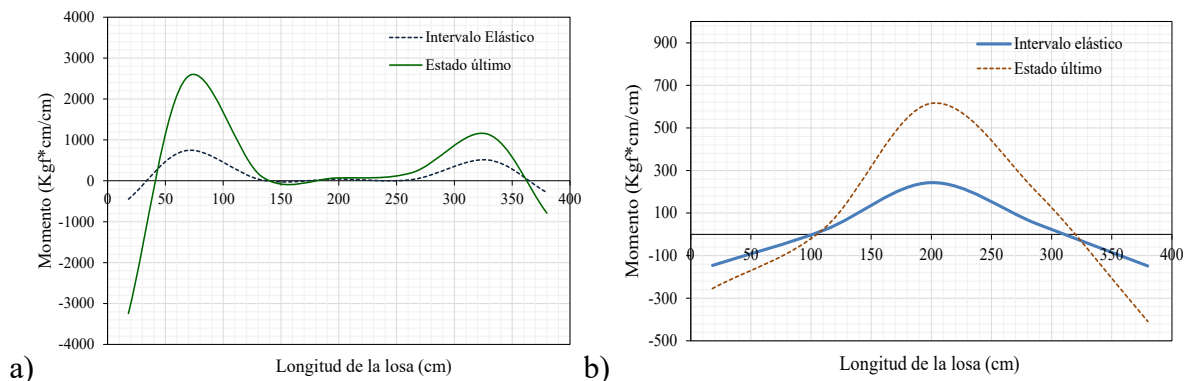


Figura 4.16 Grafica de momentos en estado elástico y estado último de la prueba experimental a) dirección X, b) dirección Y

En la Figura 4.16 se observa que el muro presenta una excentricidad ya que las deformaciones no son de la misma magnitud y por lo tanto los momentos también asimétricos, esto se debe a que el muro no se encuentra exactamente en el centro de la losa existe una excentricidad.

#### 4.6.3 Comparación de los coeficientes con NTCC-2004

En esta sección se calcularon los coeficientes a partir de haber obtenido los momentos, para cada uno de los puntos en las dos franjas principales de la losa, el cálculo se realizó de acuerdo con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias de Concreto. Los coeficientes de momentos se calcularon en esta parte ya que el modelo se encuentra en el intervalo lineal, de tal manera se pueda hacer una correlación con los de diseño.

Una vez obtenido el momento por unidad de longitud en cada punto, se determina la carga distribuida equivalente actuando sobre la losa. Se le llama equivalente porque la carga real actúa a lo largo del área superior del muro, de esta forma se divide la carga aplicada al muro entre el área total de la losa o panel sobre la cual actúa.

Para el modelo M250-L12 se tiene que la carga equivalente según la Tabla 4.1 es de 484.70 kg/m<sup>2</sup>. Esta carga es la correspondiente a la carga aplicada en el muro, en este caso es una carga distribuida lineal y por lo tanto se tiene que hacer una conversión a carga distribuida por área unitaria. Por lo tanto según las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto NTCC-2004 los coeficientes de momento esta dados por la ecuación 4.2.

$$\alpha = \frac{M}{10^{-4} w a^2} \quad (4.2)$$

Dónde:

$\alpha$  = coeficiente de momento, adimensional

$M$  = momento por unidad de longitud

$w$  = carga por unidad de área sobre la losa

$\alpha$  = longitud del lado corto de la losa

Tabla 4.1 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

| Relación de lados $m = a_1/a_2$ | 0.5 | 0.8 | 1.0 |
|---------------------------------|-----|-----|-----|
| Muro paralelo al lado corto     | 1.3 | 1.5 | 1.6 |
| Muro paralelo al lado largo     | 1.8 | 1.7 | 1.6 |

Se realizó una comparación de los coeficientes con los que se podrían calcular los momentos en el centro del tablero en las dos direcciones para realizar el diseño de una losa de este tipo y con esta configuración según las NTCC-2004. En la Figura 4.17 con líneas continuas se muestran los coeficientes obtenidos de datos experimentales y elementos finitos, con línea punteada se muestra los coeficientes proporcionados por las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de este tipo de losas ante carga vertical, se puede observar que los coeficientes máximos de la demanda se muestran por encima con respecto a los de diseño. Se puede hacer una observación que los coeficientes que tienen las normas para el diseño de losas no son suficientes por lo que para losas con muros discontinuos se debe realizar un análisis más detallado para el cálculo de los momentos.

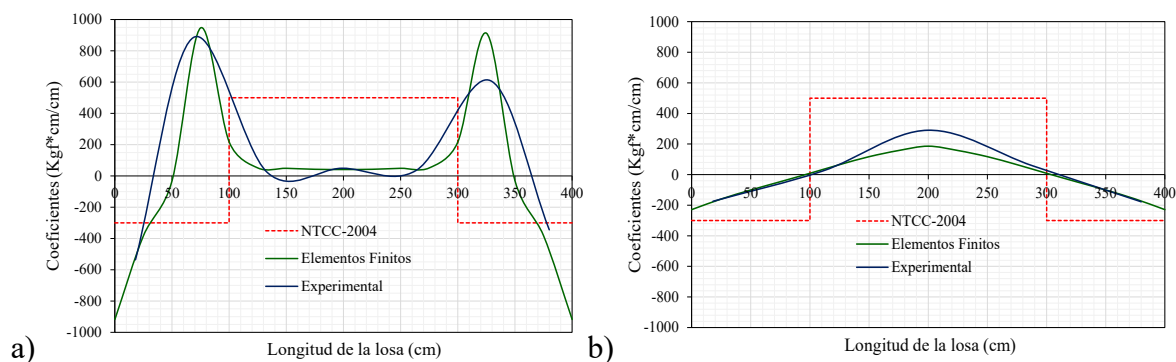


Figura 4.17 Comparación de los coeficientes a) dirección X, b) dirección Y

En la otra dirección los coeficientes calculados se muestran en la misma Figura 4.17b donde se observa que el momento máximo positivo se encuentra en el centro de la losa y en esta dirección la curva envolvente de los coeficientes propuestos por las normas cubren los tres intervalos de momentos, para esta dirección los coeficientes son lo suficientemente satisfactorios para cubrir las demandas de los momentos en esa dirección. También se observa que el cambio de signo del momento o cuando ocurre momento cero coincide con la curva de los coeficientes.

## 4.7 CARGA LATERAL

En la segunda etapa del proyecto de prueba, el espécimen losa-muro se sometió a un proceso de solo carga lateral cíclica monotónica, la carga fue aplicada con el mismo criterio descrito en la sección 4.5. Este proceso consistió de siete ciclos de carga (empuje) y descarga (jale), que se controlaron por el desplazamiento horizontal en el extremo superior del muro. En la Figura 4.18 se muestran esos ciclos, en secuencia las distorsiones del muro de 0.5mm, 1.0mm y 1.5mm, para el primer, segundo y tercer par respectivamente, y el último de 2.0mm (a cargas de 1.0 t, 1.5 t, y 2.0 t, y el último ciclo a 2.8 t).

En esta sección se realizó el cálculo de los momentos para los diferentes puntos cuando el muro está sometido a carga lateral, el cálculo se realizó conforme a lo mencionado en la sección 3.3, donde para este tipo de carga se considera que las deformaciones unitarias son lineales ya que son menores a 0.002 para una carga máxima de 2.8 t.

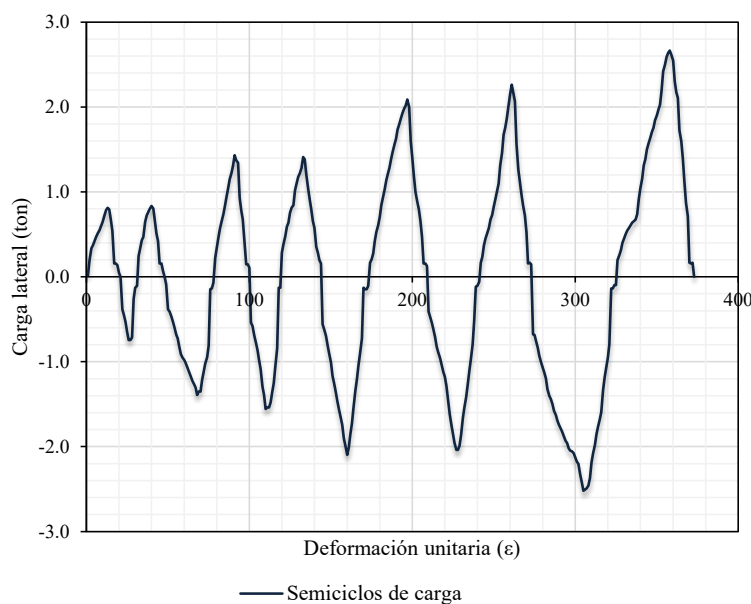


Figura 4.18 Secuencia de carga lateral aplicada

Para este tipo de cargas se las deformaciones registradas de algunos de los strain gages son como los mostrados en la Figura 4.19, donde se observa que su comportamiento es totalmente lineal para todos los strain gages.

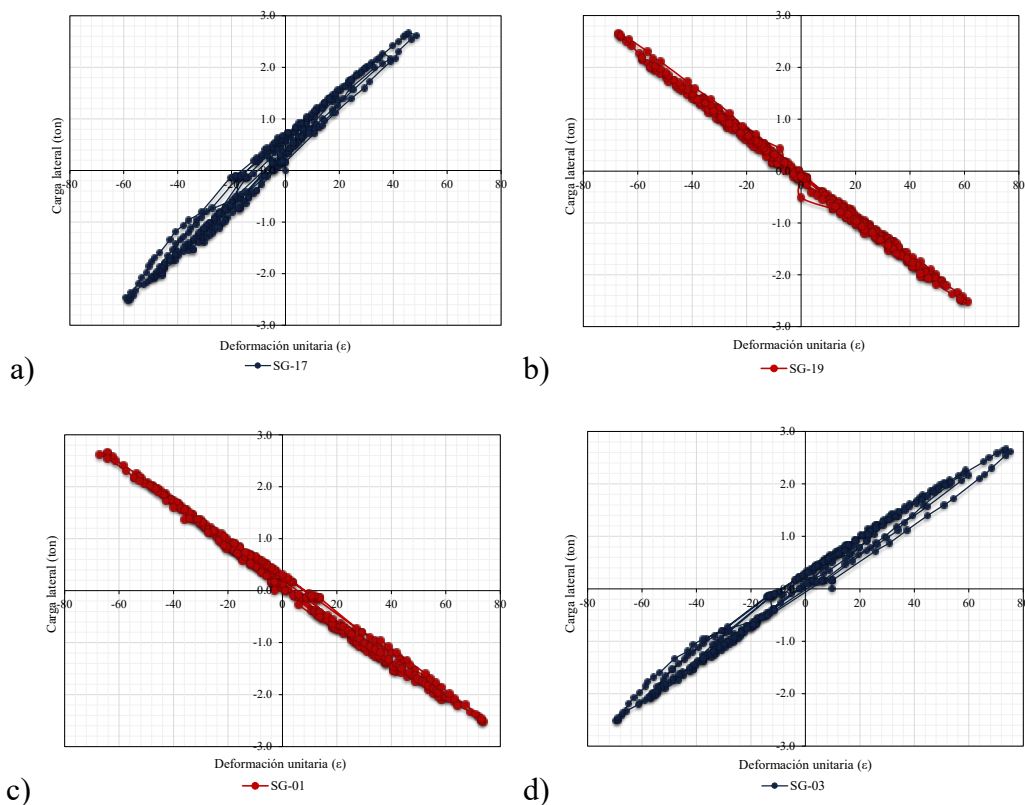


Figura 4.19 a) Grafica carga – deformación SG-17, b) grafica carga – deformación SG-01 (carga lateral de 2.8 t)

La Figura 4.19, muestra las gráficas carga-deformación de los strain gages del acero de refuerzo de la losa (lecho superior e inferior), producidas por aplicar una serie de cargas cíclicas laterales, se observa en la Figura 4.19a que al aplicar una carga positiva se obtienen deformaciones positivas, caso contrario sucede en el strain gage opuesto, donde este registra deformaciones negativas de la misma magnitud, esto sucede en los dos extremos del muros como se muestra en la Figura 4.19.

#### 4.7.1 Deformaciones en el centro de la losa en las dos direcciones

Aquí se presentan las diferentes deformaciones para el estado de carga y descarga cuando se aplica carga lateral, y se puede notar que la misma configuración de la curva de las deformaciones es la de momentos en los dos sentidos. En este caso solo existen deformaciones sobre la franja central paralela al muro (Figura 4.20), ya que como se pudo observar en los strain gages ubicados en el centro de la losa, para la otra dirección no hay deformación porque el centro de la losa funciona como eje de rotación (Figura 4.23).

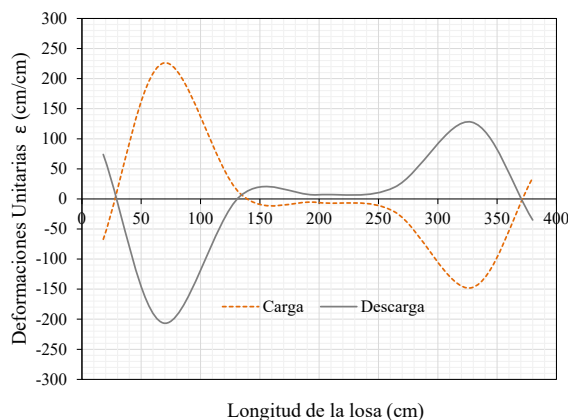


Figura 4.20 Grafica de las deformaciones en el centro de la losa

#### 4.7.2 Cálculo de momentos en SAP2000

En este modelo se aplicó solamente carga lateral, misma que fue aplicada en el ensaye experimental (2.6 t), el modelo analizado es con las mismas características que el de la Figura 4.12. Para este modelo no se aplicó carga vertical y se despreció la carga producida por el peso de los elementos, como se mencionó anteriormente las deformaciones registradas en el ensaye experimental solo corresponden a la carga aplicada.

Se calcularon los momentos en los mismos puntos que para la carga vertical, al centro de la losa en las dos direcciones. En la Figura 4.22 se muestran dos gráficas, una con línea continua que representa la carga en un sentido (empuje) y la otra curva con línea punteada representa el sentido contrario (jale).

En las dos graficas se observa que la mitad de la gráfica es simétrica a la otra parte, pero con signo contrario. Cuando la carga se aplica en una dirección, la losa en un extremo del muro presenta el momento máximo positivo y la otra parte tiene el mismo momento pero negativo. En la Figura 4.22 muestra que para un ciclo de carga lateral, se obtendrán las dos graficas que se muestran en esta Figura 4.22. Se puede observar que para resistir este tipo de momentos en una losa maciza, tendríamos que tener la misma cuantía de acero positivo como negativo, para poder satisfacer las demandas por cargas laterales. Hay que recordar que los momentos dependen de la posición del tipo de muro y su longitud, ya que estos tipos de momentos se presentan dependiendo de cada una de estas variables.

En la Figura 4.21 se muestran la distribución de momentos en las dos direcciones de la losa, resultado de realizar un análisis con elementos finitos para carga lateral distribuida de 2.6 t en la parte superior de muro (Figura 4.21)

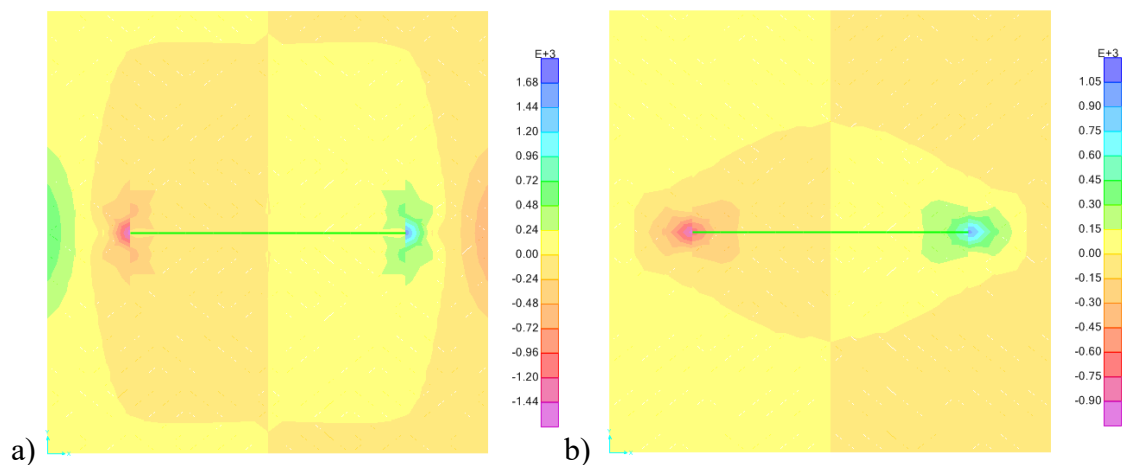


Figura 4.21 Distribución de momentos en la losa, ante carga lateral a) dirección X, b) dirección Y (kgf\*cm/cm)

En el caso de los momentos de la dirección perpendicular al muro, como ya se había mencionado en la parte de las deformaciones, no existen momentos o son casi cero en esa dirección por simetría la losa y posición del muro. La parte central de la losa, funciona como eje de rotación del muro sobre la losa. Por lo tanto la Figura 4.22 muestra una línea recta con momento cero.

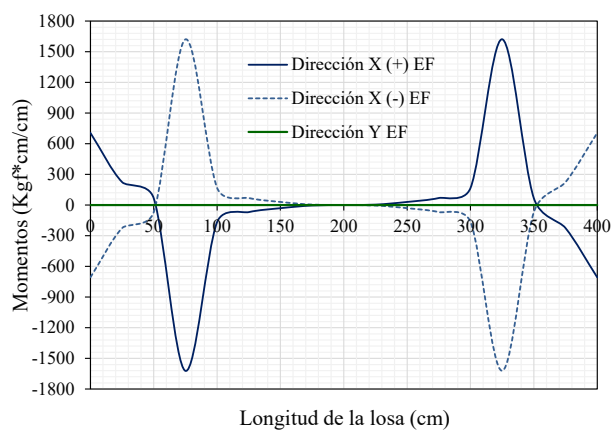


Figura 4.22 Gráfica de momentos en las dos direcciones



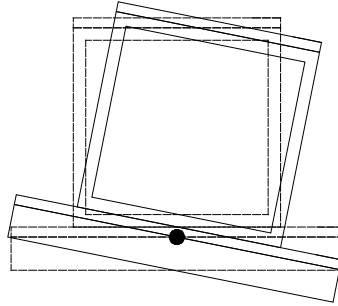


Figura 4.23 Ilustración de la rotación del sistema losa-muro

De acuerdo con el análisis de este tipo de modelos, se observó que en el centro de la losa perpendicular al muro los momentos son casi nulos. En cambio en la misma dirección pero a una distancia de 75 cm y 325 cm sobre el eje X los momentos muestran una gran demanda como se puede apreciar en las siguientes Figura 4.24a y Figura 4.24b.

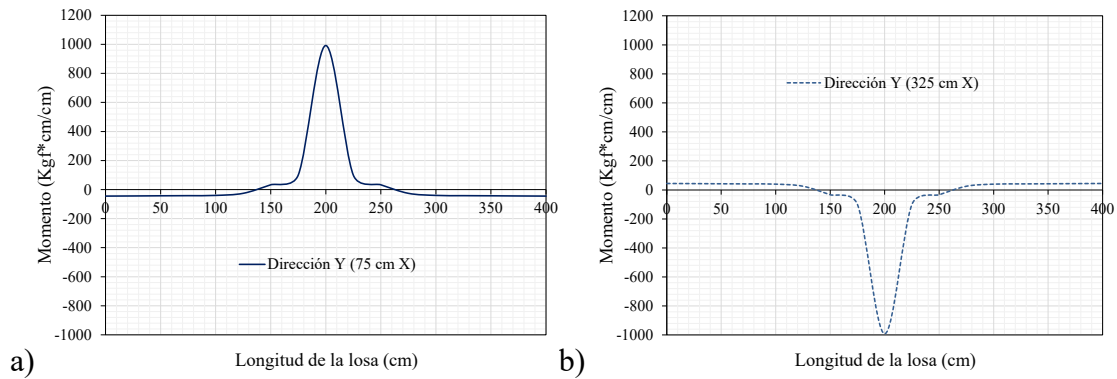


Figura 4.24 Momentos de la losa en los extremos del muro dirección Y

### 4.7.3 Cálculo de los momentos datos experimentales

Para el cálculo de los momentos en esta etapa del ensaye se calcularon de la misma manera que en los casos anteriores utilizando los mismos principios y la misma teoría de la elasticidad. En la Figura 4.25a se muestran las cuatro curvas donde se comparan los momentos obtenidos del modelo analizado en SAP2000 y los obtenidos experimentalmente, se observa que los obtenidos de datos experimentales son relativamente más pequeños en los puntos máximos de la curva.

En la otra dirección de la losa, como ya se había mencionado en la sección del análisis en SAP2000 no se tienen momentos. Experimentalmente se observó que los strain gages no muestran deformación, en algunos se muestran curvas no definidas donde no se podían leer deformaciones. Una vez que se hizo el análisis en SAP2000, se pudo comprobar que en esa línea de análisis los strain gages no reportan deformación, por la misma situación que ya se mencionó.

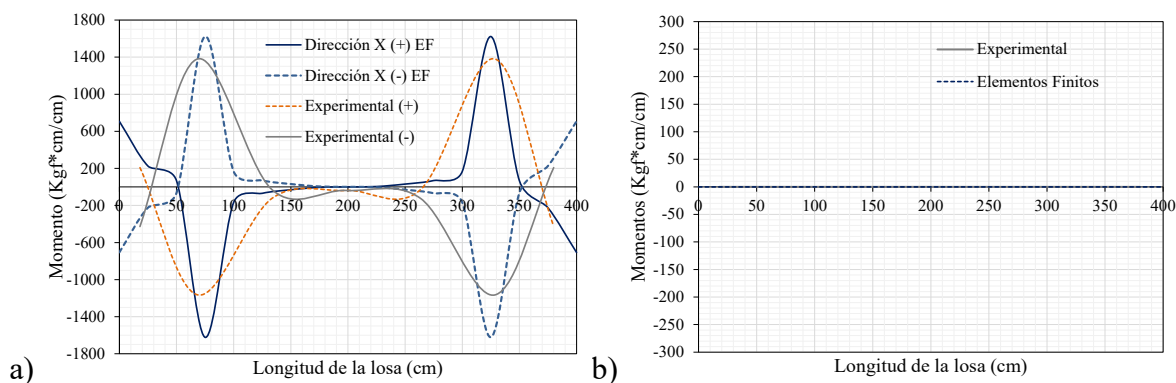


Figura 4.25 Gráfica de momentos del modelo experimental a) dirección X, b) dirección Y

Por lo contrario se muestra una gráfica momentos cero en esa zona de la losa, como se observa en la Figura 4.25b.

Suponiendo que se hace una comparación de coeficientes a partir de los momentos obtenidos por carga lateral, contra los que se obtendrían de suponer el diseño de una losa por carga gravitacional obtendríamos como resultado la Figura 4.26, donde se observa que si comparamos los coeficientes quedan muy por debajo de las demandas de momentos. Esta comparación se realizó, solo para demostrar que el diseño de losas por cargas verticales es insuficiente para cuando se tienen muros que trabajan ante carga lateral.

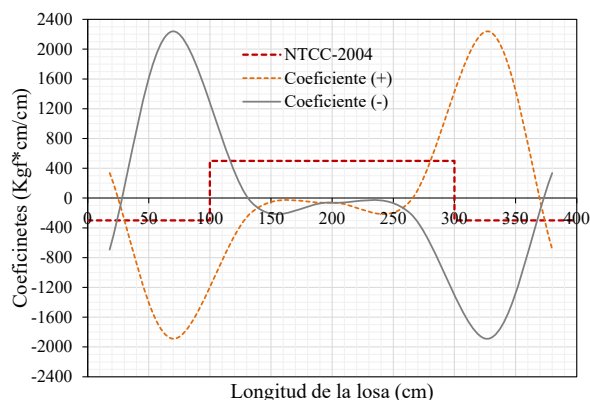


Figura 4.26 Comparación de coeficientes entre carga horizontal y diseño común de losa

#### 4.8 COMBINACIÓN DE CARGA VERTICAL Y LATERAL

En esta sección se hace una combinación de cargas, en una primera parte se aplica una carga vertical constante y después se aplica una carga lateral (sección 4.5).

En la tercera etapa del ensayo, el espécimen losa-muro se sometió a un proceso simultáneo de carga vertical constante y una carga lateral cíclica monotónica. Esta carga consistió de aplicar una carga vertical de 8.0 t y después dieciséis ciclos de carga (empuje) y descarga (jale), que se controlaron por el desplazamiento horizontal en el extremo superior del muro, la carga lateral se aplicó con un gato hidráulico de doble acción (empuja y jala). En la Figura

4.27 se muestran los 16 ciclos, que como en los dos casos anteriores van en pares desde 0.5 mm hasta los penúltimos de 12 mm, y los dos últimos asimétricos de 14 mm y 27 mm (distorsión del muro). En cuanto a carga se llegó a aplicar más de 11 t en el empuje y 8.9 t en jale.

En el cálculo de momentos se realizó por etapas, se dividió en tres, la carga de prueba de la primera etapa se tomó una carga de 2.8 t, la segunda fue con una carga de aproximadamente 7 t y la tercera fue la máxima en cada uno de los dos sentidos, carga en el empuje fue de 11 t y en el otro sentido fue de aproximadamente 9 t. Se calcularon los momentos para cada uno de los sentidos de carga (empuje-jale).

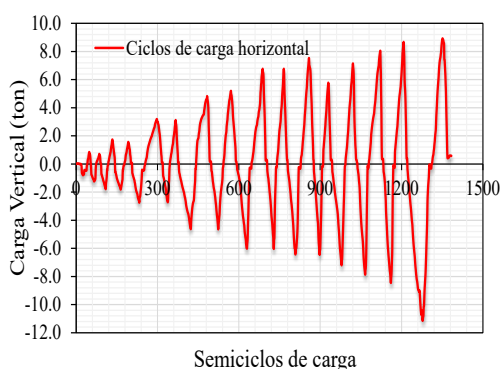


Figura 4.27 Grafica de los ciclos de carga lateral

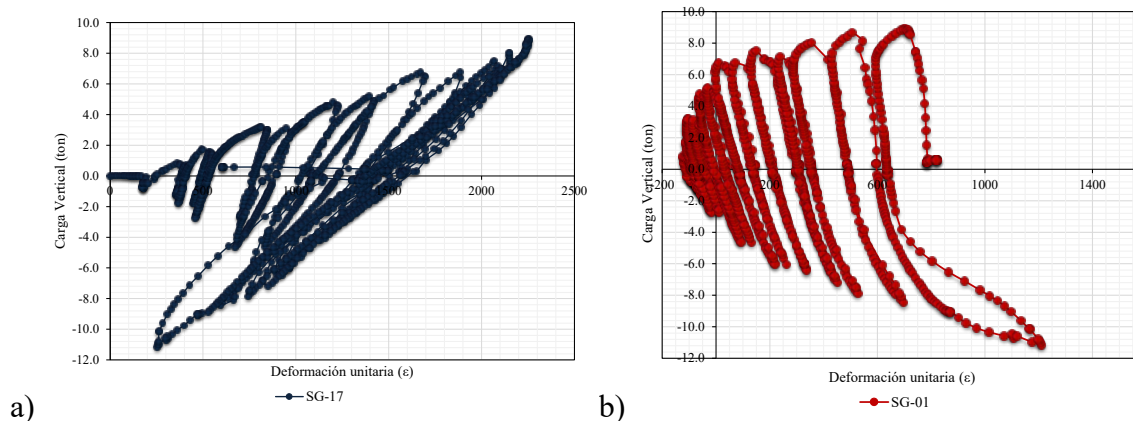


Figura 4.28 Grafica carga – deformación SG-17, b) grafica carga – deformación SG-01 (carga lateral)

La Figura 4.28 muestra las deformaciones de dos strain gages colocados en el acero de refuerzo de la losa, para cada uno de los ciclos de carga. La Figura 4.28b representa las deformaciones de un strain gages que se encuentra en el lecho inferior de la losa, se puede observar que los ciclos forman una curva más definida (carga-deformación) cuando el acero está a tensión. El strain gages SG-01 es del acero de refuerzo del lecho superior, esta figura muestra ciclos más constantes (carga- deformación) para la carga y la descarga.

### 4.8.1 Cálculo de momentos en SAP2000

En esta sección se calculan los momentos en las dos líneas principales de la losa al aplicar una combinación de carga vertical (8 t) más una carga lateral cuasi estática de casi 11 toneladas en un sentido y en el otro 8 toneladas; la carga se aplicó en la parte superior del muro como se observa en la Figura 4.29. El modelo analizado en el programa es de las mismas características que el de la sección 4.6.1.

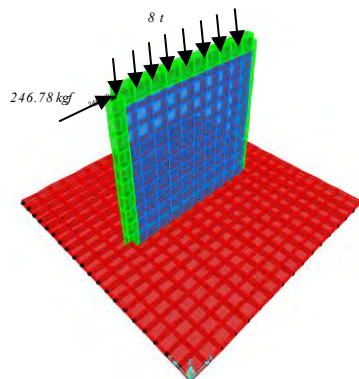


Figura 4.29 Modelo losa-muro analizado en SAP2000 con carga combinada

En la gráfica Figura 4.31 se presentan los momentos sobre la línea central paralela al muro, para las tres diferentes etapas mencionadas anteriormente conforme al ensayo experimental, como se observa en la Figura 4.31, los momentos máximos se encuentran en los puntos críticos ya discutidos anteriormente que son los extremos del muro y en los apoyos.

En el gráfico de la Figura 4.31 de línea de color verde, muestran los momentos correspondientes a la primera etapa, para una carga lateral de 2.8 t. más una carga constante de 8 t., como se puede observar que el momento en los extremos del muro son positivos, y en los apoyos de la losa los momentos son negativos, algo contrario que ocurre en las otras dos etapas de carga. Este cambio de momentos se debe a que el momento correspondiente a la primer etapa ante carga vertical es más grande que el momento que se produce por carga lateral y por lo tanto se contrarresta uno con respecto a otro (ejemplo esquina izquierda del muro). Por esta razón es que los momentos no son simétricos como en los casos anteriores.

Para la segunda y tercera etapa (Figura 4.31), se observa que ahora si en los dos extremos del muro son en sentido contrario como lo fue cuando se calcularon ante carga lateral pura, pero también se observa que de igual manera los momentos negativos en el extremo del muro son más pequeños que los positivos, esto se debe a que se contrarrestan los momentos en la parte negativa, y se suman en la parte positiva, razón por la cual no son simétricos como en los casos anteriores de carga lateral.

Como en los dos casos anteriores también se hace un análisis de la distribución de momentos en las dos direcciones de toda la losa con ayuda de elementos finitos. Las Figura 4.30(a-f) muestran la distribución de los momentos para cada una de las etapas, los momentos corresponden a las dos direcciones cuando la carga se aplica cíclicamente. La Figura 4.30a

y Figura 4.30b, corresponden a la primera etapa con una carga vertical de 8 t y una carga lateral 2.8 t, la Figura 4.30c y Figura 4.30d, corresponden a la segunda etapa con una carga vertical de 8 t y una carga lateral 6.5 t, la Figura 4.30e y Figura 4.30f corresponden a la tercera etapa con una carga vertical de 8 t y una carga lateral 9 t. Los gráficos de la derecha indican los momentos en dirección X y los de la izquierda en dirección Y.

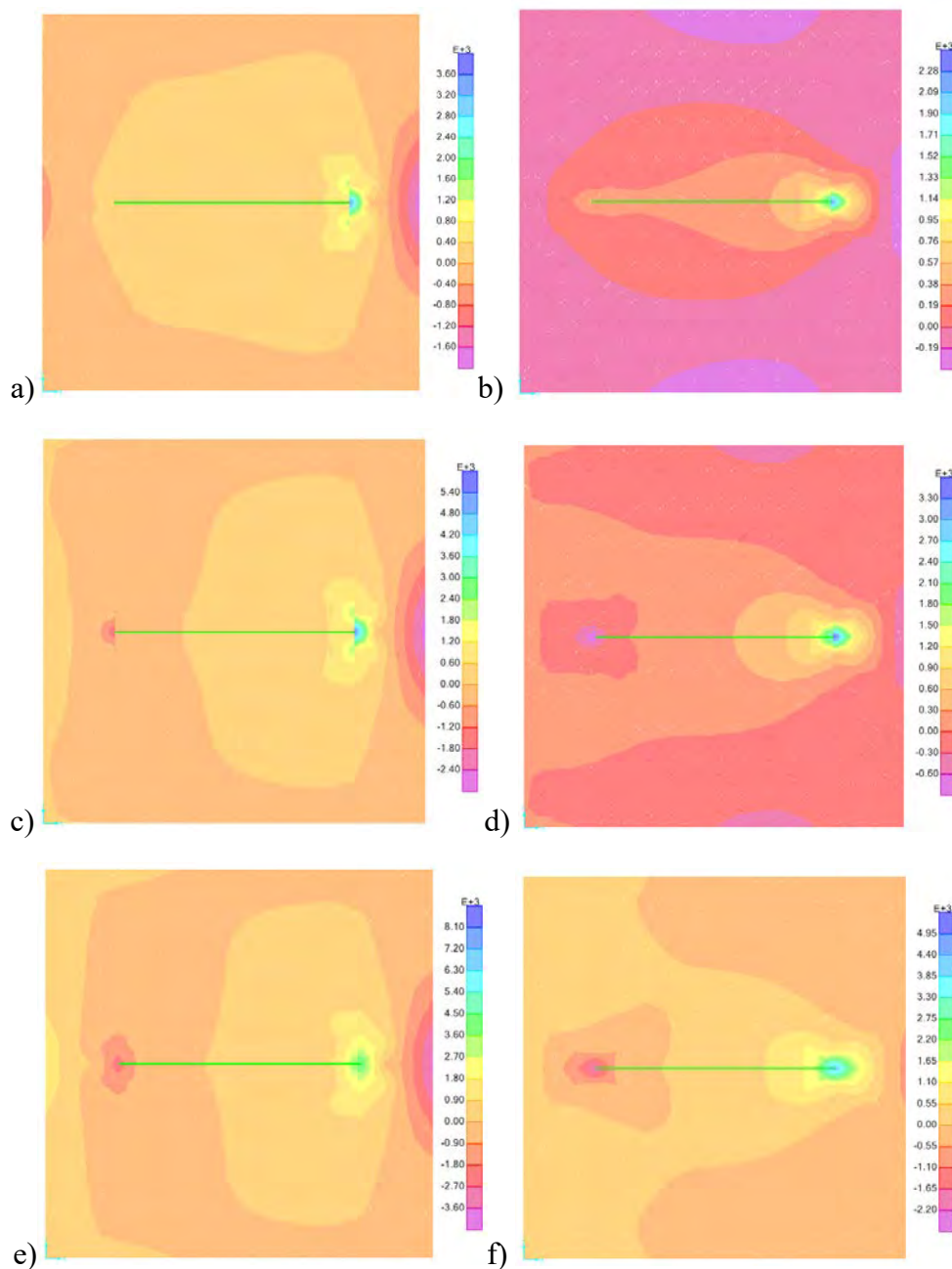


Figura 4.30 Distribución de los momentos en la losa ante carga combinada las de la izquierda corresponden a dirección X y las de la derecha a Y (kgf-cm/cm)

Estos momentos mostrados en la Figura 4.31a corresponden a la carga se aplica en sentido positivo de izquierda a derecha.

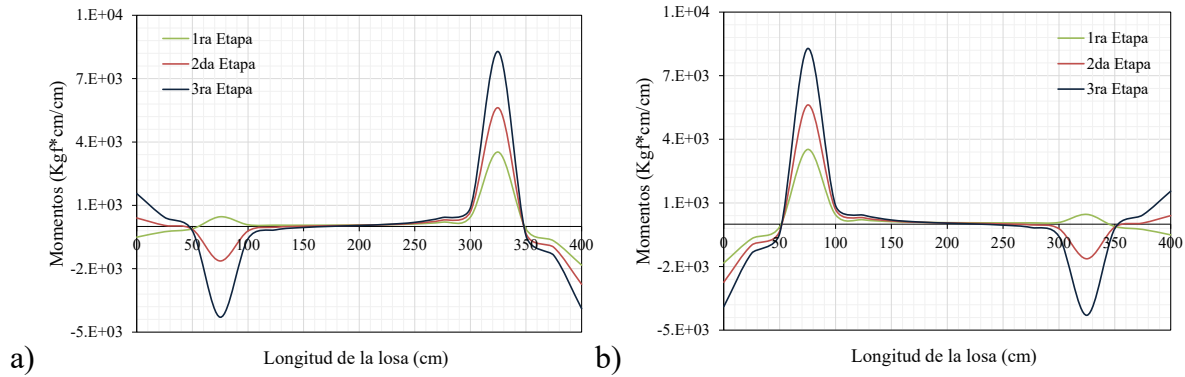


Figura 4.31 Momentos debidos a la carga vertical más lateral a) positiva, b) negativa

Cuando se aplica la carga en sentido contrario (derecha – izquierda) los momentos son como se muestran en la Figura 4.31b, donde el momento máximo positivo se encuentra en la parte izquierda, todo lo contrario a la gráfica anterior. Los momentos muestran un mismo comportamiento al ya descrito en la Figura 4.31a.

Los momentos calculados para la otra dirección en el centro de la losa se muestran en la Figura 4.32, donde se puede apreciar solo una curva ya que en las tres etapas el momento en esa dirección es el mismo; esto se debe a que se trata de un modelo perfecto por la simetría, en carga y dimensiones. El momento mostrado en la gráfica solo se debe a carga vertical, que en este caso es producido por una carga de 8 t, y la carga es la misma en las tres etapas del ensaye (constante en toda la prueba).

Si comparamos esta grafica con la que se presentó ante carga lateral pura se puede observar que es razonablemente coherente con la gráfica de la Figura 4.25b por ser de la misma configuración.

Hay que recordar que en la Figura 4.25b no se presentaron momentos en la franja central de la losa paralela al muro porque es el eje de rotación de la losa, pero en las demás franjas paralelas a esta dirección si existen momentos como los que se presentaron en la Figura 4.24.

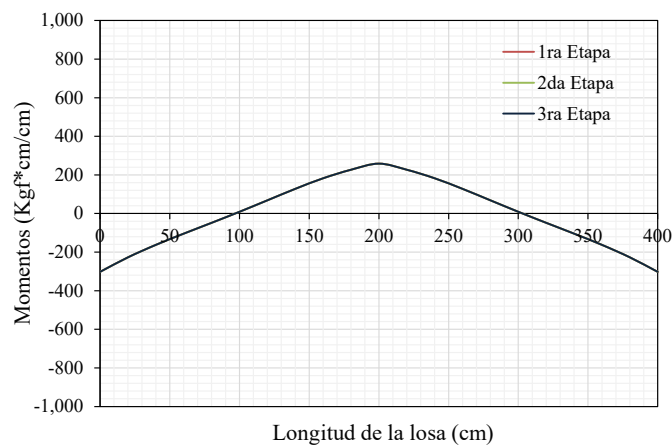


Figura 4.32 Momentos en la dirección perpendicular al muro ante carga combinada

### 4.8.2 Cálculo de los momentos datos experimentales

A continuación en la Figura 4.33, se grafica el estado de deformaciones en el acero de refuerzo (positivo) en las dos líneas centrales de la losa para cada una de las etapas de la prueba y para cada uno de los sentidos de carga. Estas graficas corresponden a una carga de 2.8 t, 6.5 t y 9 t. respectivamente para cada una de las etapas.

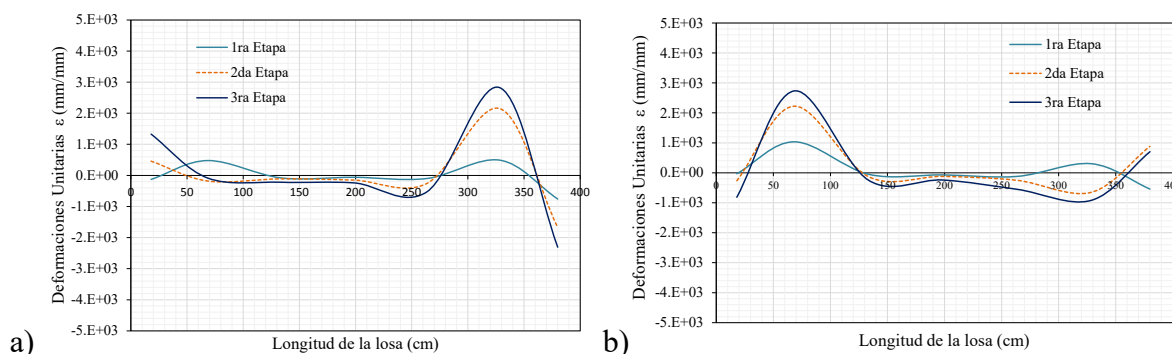


Figura 4.33 Estado de deformaciones para carga combinada a) lateral (+), b) lateral (-)

En esta sección se realizó el cálculo de los momentos en tres etapas como ya se ha mencionado anteriormente en la primera etapa se puede considerar que los momentos están en un intervalo elástico, en la segunda y tercera etapa algunos casos se consideran que ya se encuentran en el intervalo no lineal.

Para el cálculo de los momentos se ocupa la teoría de la elasticidad mencionada al principio del capítulo y también la no linealidad.

En la Figura 4.34 se muestran las tres graficas que representan los momentos en cada una de las etapas sobre la línea central paralela al muro, se puede apreciar que efectivamente los momentos máximos se encuentran en la zona de los extremos del muro y en los apoyos de la losa. También se observa que existe un momentos positivo máximo con respecto al de su simetría pero con signo opuesto y de menor magnitud, como ya se había comentado esto se debe a que se contrarresta el momento producido por carga vertical.

La Figura 4.34a corresponde a los momentos cuando la carga lateral se aplica con sentido positivo (izquierda – derecha) y la Figura 4.34b corresponde a la distribución de momentos cuando la carga se aplica en sentido contrario (derecha – izquierda), no son simétricas porque la carga aplicada no es la misma en ambas gráficas.



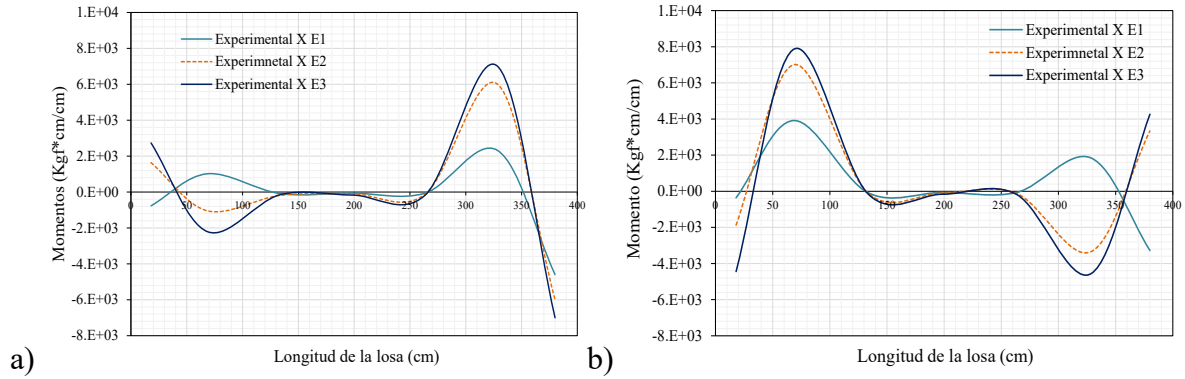


Figura 4.34 Momentos en la franja central paralela al muro en sus tres etapas a) carga lateral (+), b) carga lateral (-)

A continuación se muestran tres graficas donde la primera corresponde a la primera etapa donde se hace una comparación entre los momentos cuando se aplican las dos cargas (empuje y jale). En la Figura 4.35a se observa que los momentos máximos en el extremo del muro los dos son positivos esto porque la carga lateral es pequeña, pero si observamos la Figura 4.35b los momentos en un extremo del muro son de sentido opuesto y de diferente magnitud uno respecto a otro.

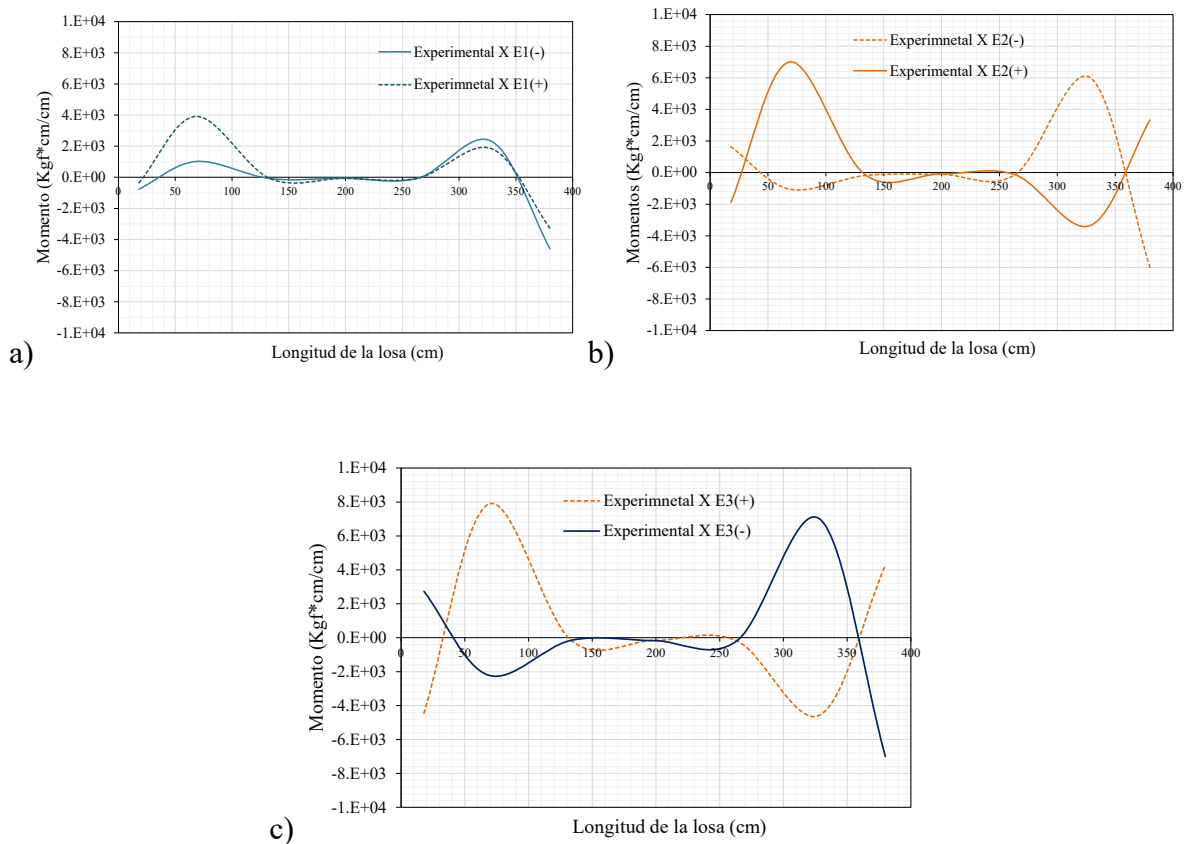


Figura 4.35 Comparación de momentos para cada una de las etapas en las dos direcciones de carga a) etapa 1, b) etapa 2 y c) etapa 3



En la otra dirección los momentos deberían ser muy pequeños en comparación con los mostrados en la Figura 4.35 con la diferencia que en este caso el máximo positivo se encuentra al centro del claro, la gráfica de los momentos debería ser muy similar a la obtenida en el análisis de elementos finitos ya que la única carga que puede presentar momento en esa posición de la losa es la carga vertical. Para esta dirección de la losa no se muestran los momentos debido a que el registro de la mayoría de los strain gages no muestra deformaciones coherentes, la mayoría en esta prueba fallaron o presentan deslizamientos.

#### 4.9 REVISIÓN DE MOMENTOS (RESISTENCIA-DEMANDA)

Se hace una comparación de los momentos de servicio contra los que debería resistir la losa según el armado y las dimensiones de la losa, esta comparación se hace para las franjas centrales de la losa que son las más críticas.

La Figura 4.36 muestra la comparación de momentos con respecto a la carga vertical contra los momentos resistentes de la losa considerando que el acero de refuerzo no fluye y se encuentra en rango elástico, los momentos resistentes se calcularon conforme a la ec. 3.12, considerando un factor de resistencia igual a 1.

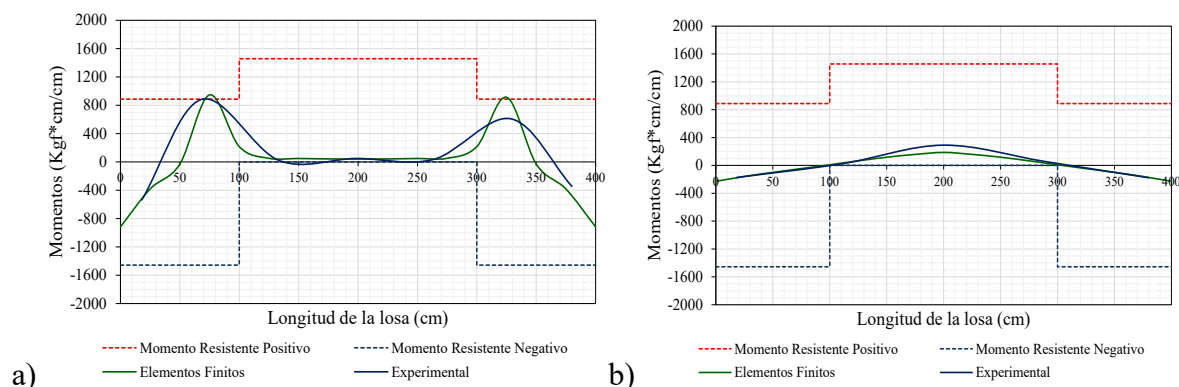


Figura 4.36 Comparación de los momentos resistentes-demanda ante carga vertical 4.87 ton a) dirección X, b) dirección Y

La siguiente Figura 4.37 corresponde a los momentos derivados de carga lateral, por lo cual también se considera que el acero de refuerzo está en el intervalo elástico ya que la lectura de los strain gages indica que el acero no ha fluido.

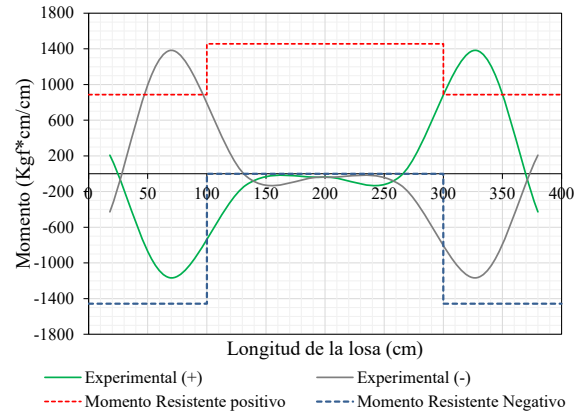


Figura 4.37 Comparación de los momentos resistentes-demanda ante carga lateral 2.87 t a) dirección X, b) dirección Y

En este caso no existe momento en la otra dirección al centro del claro ya que es casi nulo y por lo que no se muestra la gráfica.

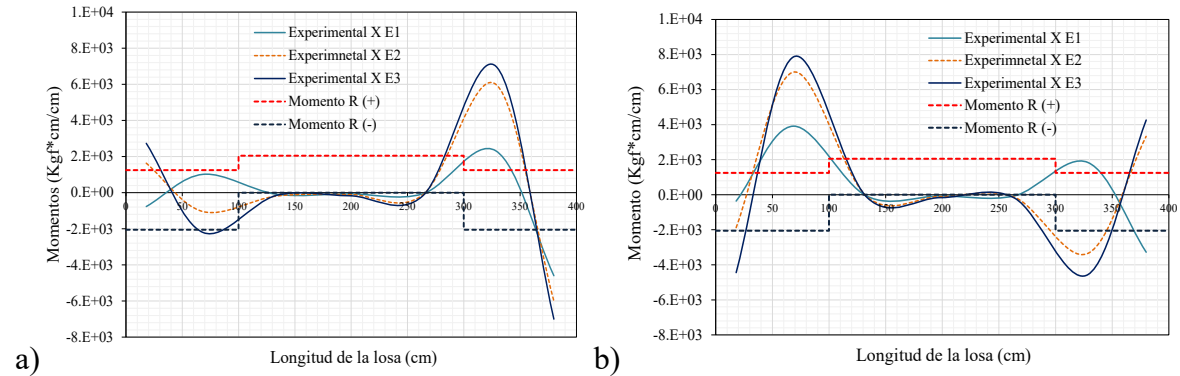


Figura 4.38 Comparación de los momentos resistentes-demanda ante carga combinada a) carga (+), b) carga (-)

#### 4.10 MOMENTOS PROMEDIO EN FRANJA CENTRAL

En esta sección se hace un cálculo de los momentos promedio en la franja central de la losa perpendicular al muro. Los momentos se calculan para una carga lateral promedio de 6 t., carga que fue tomada de los análisis de los edificios (capítulo 6 y 7); la carga de 6 t es una demanda de carga lateral para un muro de planta baja de un edificio de 5 niveles ubicado en la zona IIIb. Aunque esta carga es variable, porque depende del sistema estructural y de otros factores para este estudio se tomó como referencia.

En la Figura 4.39 se muestran los momentos aproximados para la franja central de la losa paralela al muro, los momentos son para un ancho unitario de un metro. En línea punteada se muestran los momentos resistentes que puede soportar la losa según el armado mostrado al principio del capítulo, en línea continua se muestra una envolvente de los momentos actuantes en la losa.

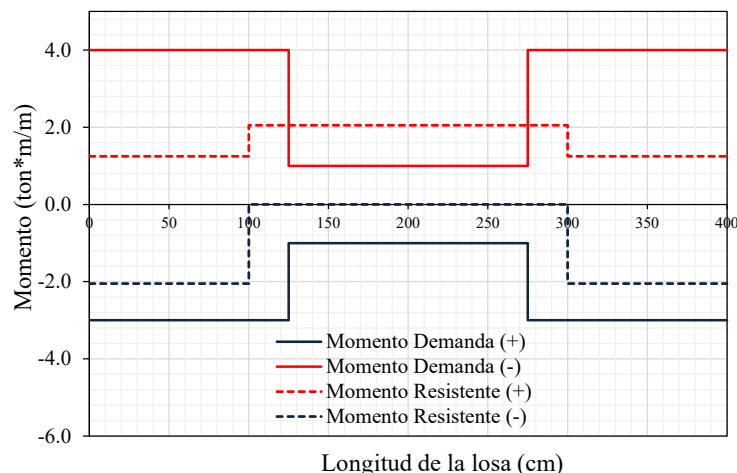


Figura 4.39 Comparación de momentos demanda-resistente en la franja central de la losa

Por lo tanto el diseño del acero de refuerzo de una losa con un muro, como el que se estudió en este capítulo sería con el diagrama de momentos como el que se muestra en la Figura 4.40, que muestra una envolvente de los momentos máximos en la línea central de la losa.

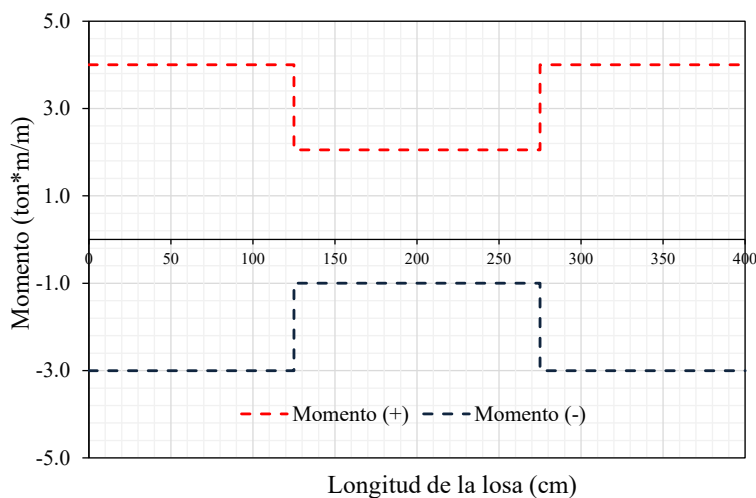


Figura 4.40 Envolvente de momentos de diseño para este tipo de losa con muro

#### 4.11 OBSERVACIONES Y/O CONCLUSIONES

Como conclusión de este capítulo se tiene que cuando existen muros en la losa se debe realizar un análisis a detalle de los elementos mecánicos a los que se puede estar sometida la losa, cuando actúan muros por carga gravitacional y carga lateral, porque como ya se pudo observar existen grandes demandas de momentos en puntos estratégicos de la losa.

Aunque el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal da algunas ayudas para el diseño de losas cuando se tienen muros solo por carga gravitacional, no en todos los casos se satisfacen las demandas que se presentan en la losa.

Otro punto importante que cabe destacar es que cuando se tienen muros sobre losas los momentos máximos no se encuentran en el centro de la losa sino en los extremos del muro donde se encuentra una gran concentración de esfuerzos para las dos direcciones.

Para satisfacer estas demandas se podría resolver agregando más acero de refuerzo en la losa, así como un espesor mayor al que comúnmente se utiliza y/o en su caso una trabe que ayude a resistir mayor momento debido al muro.

Se observó que cuando se tienen muros sobre losas y van a resistir cargas laterales los momentos son casi de la misma magnitud en los dos lechos de acero, por lo que se recomienda colocar la misma cuantía de acero en los dos lechos.

# Capítulo 5

## Diseño de muros

### 5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen los criterios para el diseño de muros de mampostería confinada y muros de concreto en edificios. Los criterios y expresiones para el cálculo y revisión de la resistencia de los muros como elementos estructurales, son los que se indican en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y Mampostería del RCDF-04 respectivamente.

Se describen los requisitos mínimos para la revisión y diseño de muros ante la acción de cargas verticales y cargas laterales.

### 5.2 DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

El diseño de muros de mampostería deberá cumplir con los estados límite de falla y estados límite de servicio tal y como lo establecen las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

La mampostería confinada es aquella que está reforzada con dalas y castillos. Para ser considerada confinada, los muros deberán cumplir requisitos tanto de geometría como de refuerzo en sus elementos confinantes tal como se establece en las NTC-Mampostería. Dentro de estos requisitos de geometría y/o refuerzo se incluyen las separaciones de castillos y dalas dentro del muro, refuerzo en perímetro de aberturas, espesores mínimos de muros y castillos, así como peraltes mínimos de dalas, refuerzo mínimo longitudinal y transversal en castillos y dalas. Todos estos requisitos geométricos y de refuerzo permitirán estimar la resistencia antes cargas verticales y laterales actuantes en un muro de mampostería confinada.

Para el análisis por cargas verticales de muros de mampostería confinada, estas cargas se determinarán mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

Para el análisis por cargas laterales, las fuerzas y momentos internos que actúan en los muros de mampostería confinada, las estructuras de mampostería se podrán analizar mediante métodos dinámicos o estáticos, o bien empleando el método simplificado de análisis.

### 5.2.1 Resistencia a compresión de muros confinados

Tal como se establece en la Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, la carga vertical resistente,  $P_R$ , de un muro de mampostería confinada se calculará con la expresión:

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \sum A_s F_y) \quad (5.1)$$

donde:

$F_E$  es el factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez  
 $F_R$  es un factor de reducción de resistencia que se tomará igual a 0.6

En la expresión anterior para el cálculo de la carga vertical resistente de un muro de mampostería, está implícita la contribución de resistencia de los castillos dentro del muro.

Sin embargo, alternativamente, la carga vertical resistente,  $P_R$ , se podrá calcular con la expresión:

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + 4) A_T \quad (5.2)$$

donde:

$f_m^*$  es la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería, referida al área bruta  
 $A_T$  es el área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos

### 5.2.2 Resistencia a flexocompresión de muros confinados

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado exterior o interiormente se calculará con base en las hipótesis que a continuación se enuncian:

#### 5.2.2.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión.

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con el criterio de resistencia a flexocompresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.

- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- f) A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, esta se supondrá lineal hasta la falla.

### 5.2.3 Fuerza cortante resistida por la mampostería

Tal como se establece en la Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, la fuerza cortante resistente de diseño,  $V_{mR}$ , se determinará con la siguiente expresión:

$$V_{mR} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T \quad (5.3)$$

donde:

$v_m^*$  es la resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga

En la ecuación (5.3),  $P$  se deberá tomar positiva en compresión, así mismo, en el área  $A_T$  se debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal.

La carga vertical  $P$  que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical  $P$  es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería  $V_{mR}$ .

Además, la resistencia a compresión diagonal de la mampostería para diseño,  $v_m^*$ , no deberá exceder de  $6 \text{ kg/cm}^2$ , a menos que se demuestre con ensayos que se pueden alcanzar mayores valores. En adición, se deberá demostrar que se cumplen con todos los requisitos de materiales, análisis, diseño y construcción aplicables.

## 5.3 DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro,  $H_m$ , y la altura crítica,  $H_{cr}$ , se medirán desde el piso de la planta baja.

### 5.3.1 Muros de concreto sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las disposiciones siguientes:

#### 5.3.1.1 Ancho efectivo ante cargas concentradas

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

#### 5.3.1.2 Refuerzo mínimo

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de  $0.3f'_cA_g$ , el refuerzo mínimo vertical del muro será el que se obtenga con la expresión, sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo:

$$a_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \quad (5.4)$$

donde:

- $a_{s1}$  es el área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza. El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a  $x_1$
- $x_1$  es la dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo

Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo será el que se obtenga con la siguiente expresión y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas:

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que  $20/f_y$  ni mayor que 0.06.

El refuerzo mínimo horizontal será el requerido por temperatura (cambios volumétricos).

### 5.3.2 Fuerza cortante

#### 5.3.2.1 Fuerza cortante que toma el concreto

La fuerza cortante,  $V_{CR}$ , que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:

- 1) Si la relación de altura total a longitud,  $H_m/L$  del muro o  $H/L$  del segmento no excede de 1.5, se aplicará la ecuación:

$$V_{cR} = 0.85F_R\sqrt{f'_c}tL \quad (5.5)$$



donde:

- $f_c^*$  es la resistencia nominal del concreto a compresión  
 $t$  es el espesor del muro  
 $L$  es la longitud del muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño

2) Si  $H_m/L$  es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones siguientes:

si  $\rho < 0.015$

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad (5.6)$$

si  $\rho \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.7)$$

donde:

- $F_R$  es el factor de reducción de resistencia que se tomará como 0.7  
 $b$  se sustituirá por el espesor del muro  $t$   
 $\rho$  es la cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión  
 $d$  es el peralte efectivo del muro que se tomará igual a  $0.8L$ . Cuando  $H_m/L$  esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente ( $H_m$  es la altura total del muro).

3) En muros con aberturas, para evaluar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud entre la del muro completo y la del segmento considerado.

### 5.3.2.2 Fuerza cortante que toma el acero

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ecuaciones que se describen a continuación.

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño,  $\rho_m$ , se calculará con la expresión:

$$\rho_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (5.8)$$

donde:

- $V_u$  es la fuerza cortante de diseño  
 $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$A_{cm}$  es el área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño,  $p_n$ , con la expresión:

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (\rho_m - 0.0025) \quad (5.9)$$

donde:

$$\rho_m = \frac{A_{vm}}{s_m t} \quad (5.10)$$

$$\rho_m = \frac{A_{vn}}{s_n t}$$

$s_m, s_n$  son las separaciones de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente

$A_{vm}$  es el área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia  $s_m$ ; y

$A_{vn}$  es el área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia  $s_n$

No es necesario que la cuantía de refuerzo  $p_n$  por fuerza cortante sea mayor que  $p_m$ . Si la relación  $H_m/L$  no excede de 2.0, la cuantía  $p_n$  no debe ser menor que  $p_m$ .

Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

### 5.3.2.3 Refuerzo mínimo, separación y anclaje de refuerzo

Las cuantías de refuerzo  $p_m$  y  $p_n$  no serán menores de 0.0025.

El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350 mm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas de diseño sea mayor que  $0.6\sqrt{f_c^*}$ ; en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

### 5.3.2.4 Limitación para $V_u$

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , sea mayor que:

$$2F_R A_{cm} \sqrt{f_c^*} \quad (5.11)$$

En las expresiones mostradas anteriormente  $A_{cm}$  es el área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño. En la Figura 5.1 se muestran los detalles de armado en muros de concreto.

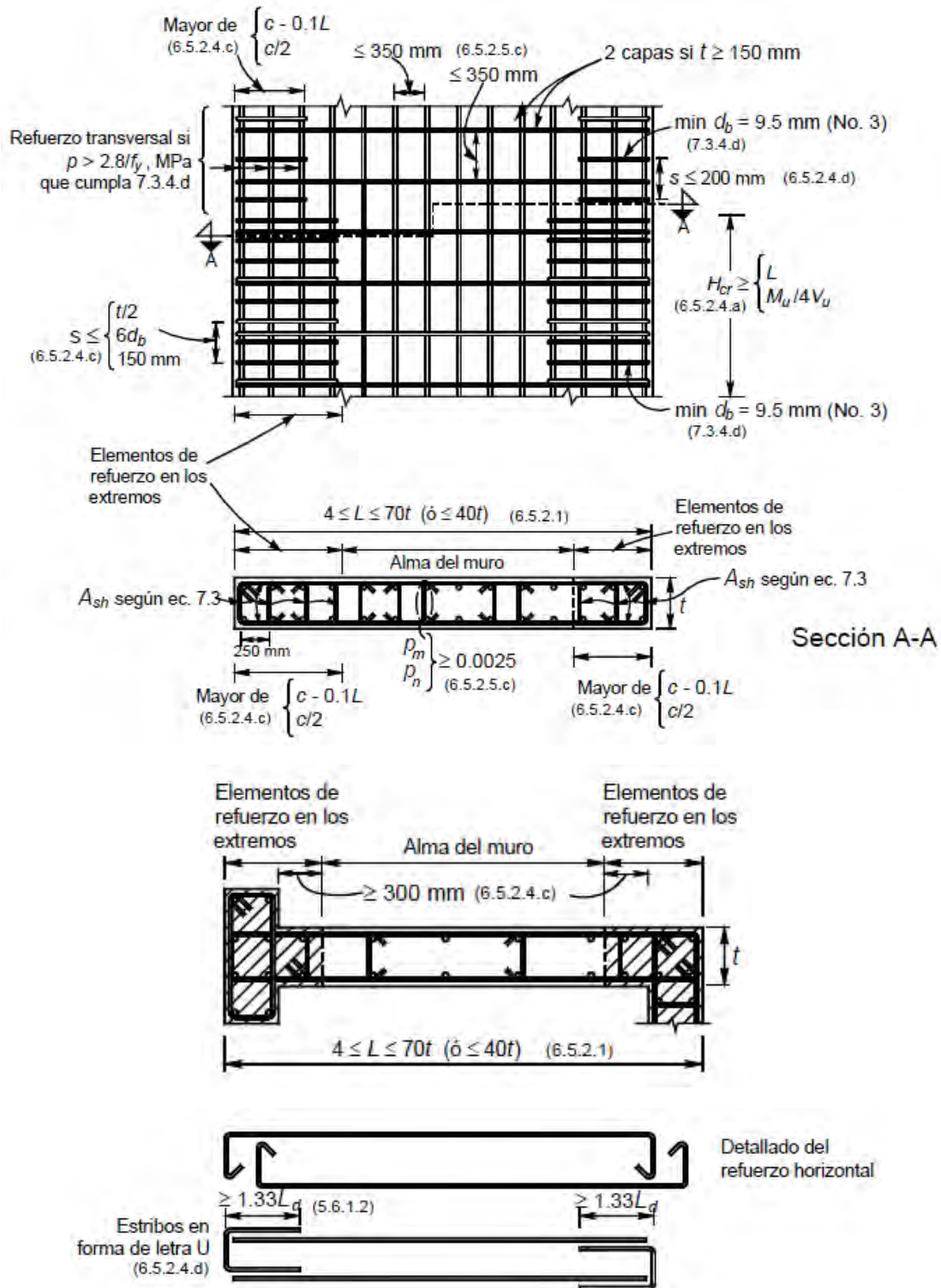


Figura 5.1 Detalle de armado para muros de concreto NTCC-2004

# Capítulo 6

## Análisis de edificios con piso de transferencia

### 6.1 INTRODUCCIÓN

La construcción de edificios estructurados con sistemas de piso de transferencia se ha vuelto una práctica común principalmente en el sector de la vivienda en varias zonas de la Ciudad de México y del país. En esta sección se resumen algunos resultados de análisis de tres edificios construidos en la Ciudad de México, y que forman parte de una base de datos de edificios de la Colonia Roma (Gómez Bernal et al, 2014).

En este estudio se hace una recopilación de datos de los sistemas de piso que presentan estas edificaciones que se estudiaron en el trabajo realizado por parte de la UAM-A, a través de un estudio solicitado por la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal, que se presentó en el informe denominado “Estudio de Observancia del Reglamento de Construcciones de D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias”

### 6.2 IDENTIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE PISO

Se pretende hacer un levantamiento con los siguientes datos que definen las características de los sistemas de piso:

- a) Geometría
- b) Tipo de losa (espesor, armado)
- c) Zona o áreas con más “volado”

- d) Densidad de áreas de elementos verticales: áreas de columnas continuas, áreas de columnas discontinuas, área de muros de CR continuos, áreas de muros de CR discontinuos, área de muros de Mampostería continuos, áreas de muros de Mampostería discontinuos.

Una vez que se obtienen las características particulares que definen a estos edificios, se realizó un análisis ante cargas gravitacionales y combinadas para estimar los cortantes en los muros por encima de la losa de transferencia, esto con la finalidad de observar cómo se ven afectadas las demandas en los muros, en particular en los muros de mampostería.

Los análisis de los edificios se realizaron haciendo algunas simplificaciones en los modelos y en las consideraciones para la revisión de estructuras irregulares, se trató de realizar un análisis representativo ya que el interés de este trabajo es solo observar el efecto de las fuerzas cortantes en los muros por encima de la losa de transferencia.

Con la tabla de levantamiento de detalles se elaboró una expresión que define el tipo de estructura y clasificación según se grado de discontinuidad

### 6.3 EDIFICIO A

Es un edificio de departamentos de seis niveles y un cajón de estacionamiento. El primer nivel y el sótano está destinados a estacionamiento y los demás niveles son departamentos, la estructura está conformada por columnas de concreto reforzado en el primer nivel y sótano, los niveles superiores están compuestos a base de muros de mampostería combinados con muros de concreto reforzado. Los sistemas de piso del edificio son diferentes en la mayoría de los niveles, el sótano y el primer nivel son de losas planas de concreto reforzado, los demás niveles tienen sistema de piso de vigueta y bovedilla.

El sistema de piso del primer nivel es una losa maciza de concreto reforzado con un espesor de 12 cm, entre los ejes A – D y H – J, mientras que entre los ejes D – H es a base de una losa nervada con vigas de 50 cm de peralte y un firme de 5 cm. Sobre este sistema de piso se desplantan muros de mampostería, formando una losa de transferencia ya que los muros se interrumpen en el nivel 1, lo cual convierte a la estructura más vulnerable a acciones sísmicas porque los elementos verticales no transmiten las fuerzas a la cimentación, y por lo tanto la losa que soporta los muros tiene que distribuir esa fuerzas a las columnas y muros que si están soportados sobre la cimentación.

Es un edificio rectangular con un área total de 292 m<sup>2</sup> el cual tiene una abertura al centro del edificio de un área de 43.22 m<sup>2</sup>.

A continuación en la Figura 6.1 se muestra una vista del edificio en estudio y la vista en planta del nivel 1, se caracteriza por no tener muros interiores.

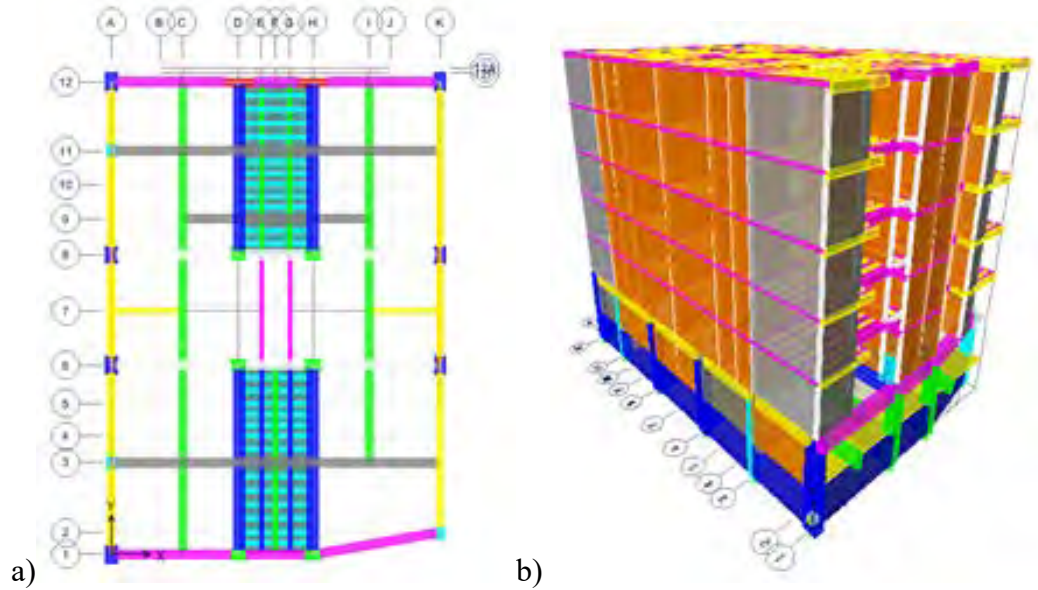


Figura 6.1 a) Sistema de piso del primer nivel b) edificio completo

El edificio consta de dos cuerpos desligados y en este estudio solo se analizará una sección del edificio que corresponde a la mostrada en la Figura 6.1 ya que esta parte está desligada del otro cuerpo y para el análisis no influye.

En la Figura 6.2 se muestra la losa del primer nivel y en la figura de la derecha se muestran los muros que se desplantan de esta losa, como se puede observar algunos de los muros no se apoyan directamente sobre las vigas primarias o secundarias, lo que hace aún más deficiente este sistema.

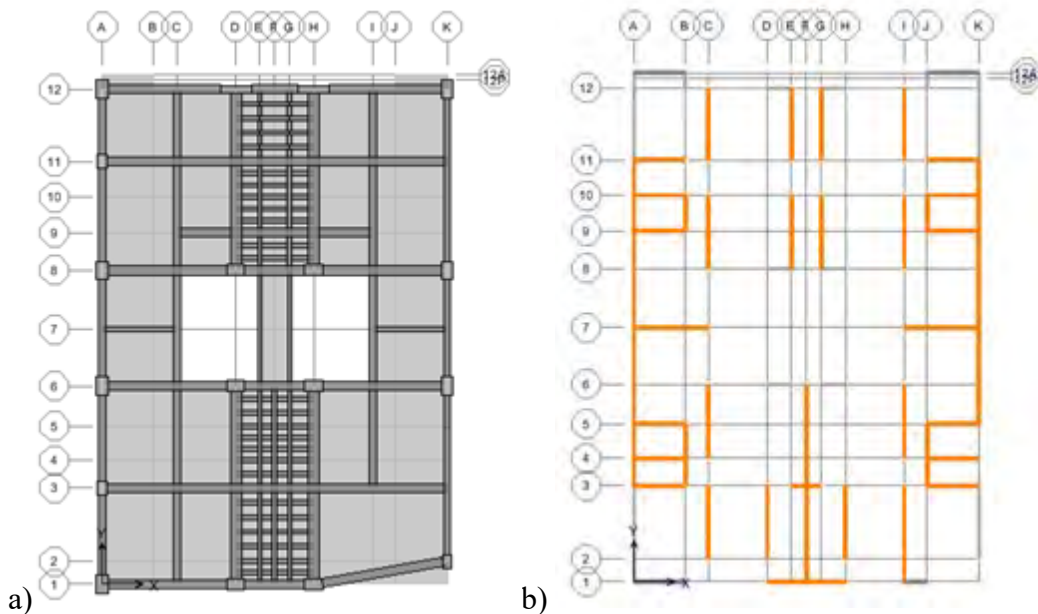


Figura 6.2 a) Se muestra el sistema de piso del nivel b) distribución de los muros sobre el primer nivel

En la Figura 6.3 se presenta la distribución de muros y columnas en el nivel 1 (figura de la izquierda), y la densidad de muros de concreto y mampostería que tiene el nivel 2 (figura derecha), también se observa que las columnas se interrumpen hasta el nivel 1, después de ahí la estructura está compuesta solo por muros de concreto y mampostería confinada.

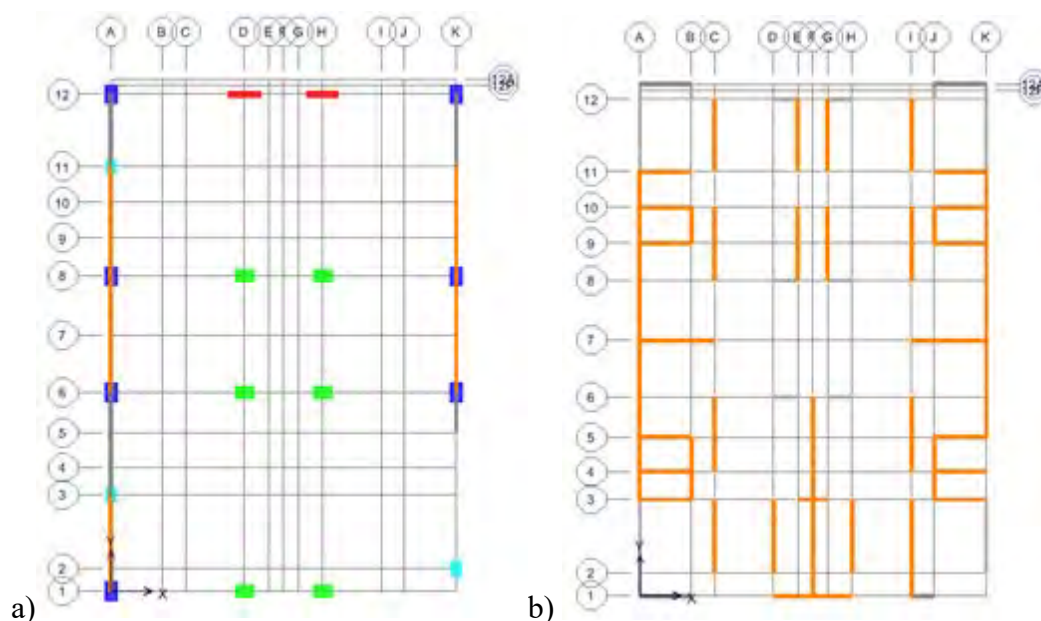


Figura 6.3 Comparación de la densidad de muros

En la Tabla 6.1 se muestran los datos del edificio sobre el sistema de piso, muros de mampostería, muros de concreto y columnas, también se especifican las áreas y densidad de muros que se tienen en un nivel con respecto a otro. El área libre es aquella área más grande que se encuentra entre columnas y muros sin ningún soporte vertical.

Tabla 6.1 Información detallada del sistema de entrepiso edificio A

|                          | Geometría   | Nivel 1 | Nivel 2,3,4,5,6 | Área Discontinua |
|--------------------------|-------------|---------|-----------------|------------------|
| Tipo de losa             | ---         | Maciza  | Nervada         | ---              |
| Área de la Estructura    | Rectangular | 292     | 292             | ---              |
| Área libre               | Rectangular | 118.974 | ---             | ---              |
| Área de Columnas         | Rectangular | 5.92    | 0               | -5.92            |
| Área Muros Mampostería X | ---         | 0       | 6.12            | 6.12             |
| Área Muros Concreto X    | ---         | 0.81    | 2.454           | 1.644            |
| Área Muros Mampostería Y | ---         | 2.856   | 12.765          | 9.909            |
| Área Muros Concreto Y    | ---         | 1.875   | 2.415           | 0.54             |

*El área se muestra en ( $m^2$ )*

### 6.3.1 Análisis de cortantes en los muros del segundo nivel

Para el análisis de cortantes se consideran los criterios de diseño de las Normas Técnicas Complementarias, la estructura se supone que se encuentra en zona IIIb ya que es suelo

blando y una de las más críticas. El análisis se realizó considerando los diferentes tipos de combinaciones de carga así como los factores que indican las NTC-Criterios.

En un primer análisis se realizó una revisión de los cortantes que se producen en los muros debidos a cargas gravitacionales, para un primer caso cuando la estructura tiene un sistema de piso denominado como losa de transferencia, y un segundo caso para cuando no hay losa de transferencia, por lo que en el segundo caso los muros no se encuentran discontinuados.

Para este modelo se muestran los resultados obtenidos por cargas gravitacionales y cargas combinadas (Tabla 6.1). Se realizó una comparación entre los cortantes producidos por cargas combinadas y gravitacionales donde se obtiene que un gran porcentaje de muros es demandado por cargas gravitacionales.

Tabla 6.2 Fuerzas axiales y cortantes del edificio A (dirección corta)

| Muro  | L (m) | PS (ton/mL) | VS (ton/mL) | PG (ton/mL) | VG (ton/mL) | VG/VS % | VR    | VR/VS |
|-------|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------|-------|-------|
| P3AB  | 2.25  | 5.529       | 3.362       | 6.711       | 2.562       | 76%     | 2.903 | 1.158 |
| P3EF  | 0.65  | 6.323       | 4.385       | 8.215       | 2.200       | 50%     | 3.320 | 1.321 |
| P3FG  | 0.65  | 5.800       | 2.962       | 9.554       | 1.277       | 43%     | 3.045 | 0.973 |
| P3JK  | 2.25  | 5.227       | 5.342       | 9.369       | 4.880       | 91%     | 2.744 | 1.947 |
| P1DF  | 1.7   | 8.382       | 2.029       | 9.988       | 1.259       | 62%     | 4.401 | 0.461 |
| P1FH  | 1.7   | 5.906       | 2.571       | 6.735       | 0.206       | 8%      | 3.101 | 0.829 |
| P7AC  | 3.25  | 4.948       | 3.785       | 8.037       | 3.142       | 83%     | 2.598 | 1.457 |
| P7IK  | 3.25  | 4.126       | 3.169       | 7.182       | 2.406       | 76%     | 2.166 | 1.463 |
| P4AB  | 2.25  | 3.471       | 1.880       | 3.707       | 1.769       | 94%     | 1.822 | 1.032 |
| P4JK  | 2.25  | 2.240       | 1.698       | 2.240       | 1.009       | 59%     | 1.176 | 1.444 |
| P5AB  | 2.25  | 5.271       | 3.263       | 6.711       | 2.151       | 66%     | 2.767 | 1.179 |
| P5JK  | 2.25  | 3.680       | 3.164       | 5.213       | 2.351       | 74%     | 1.932 | 1.638 |
| P9AC  | 3.25  | 6.926       | 3.388       | 7.926       | 0.748       | 22%     | 3.636 | 0.932 |
| P9JK  | 2.25  | 3.311       | 1.369       | 3.311       | 1.364       | 100%    | 1.738 | 0.787 |
| P10AB | 2.25  | 3.004       | 1.460       | 3.004       | 0.453       | 31%     | 1.577 | 0.926 |
| P10JK | 2.25  | 2.129       | 1.166       | 2.129       | 0.036       | 3%      | 1.118 | 1.043 |
| P11AB | 2.25  | 6.409       | 3.458       | 8.076       | 0.458       | 13%     | 3.365 | 1.028 |
| P11JK | 2.25  | 6.364       | 3.182       | 7.431       | 2.778       | 87%     | 3.341 | 0.952 |

PS = Fuerza axial producida por carga combinada

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

PG = Fuerza axial producida por carga gravitacional

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

VR = Fuerza cortante resistente

De la Tabla 6.2 se detectó que una gran parte de los muros presenta una gran demanda de fuerza cortante por carga gravitacional, donde se observa que de la fuerza debida a carga combinada es mayor medida por cargas verticales, por lo tanto si hacemos una comparación de cortantes resistentes contra las demandas, la mayoría de los muros están por debajo de las resistencias con hasta un 50%.

En la segunda Tabla 6.3 se muestran los resultados obtenidos de un modelo muy similar al anterior pero con la condición de que no existe discontinuidad en los elementos estructurales, existe el mismo número de muros en la misma posición, tanto en la parte inferior como



superior de la losa. En la Tabla 6.3 se hace una comparación de fuerzas cortantes del modelo original y un modelo con base rígida.

Dados estos resultados se puede observar que si tuviéramos muros no discontinuos las demandas de las fuerzas cortantes serían menores. También se puede apreciar que existe una gran demanda de cortante en los muros comparados con la otra dirección, porque es mucho menor el número de muros.

Tabla 6.3 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio A (dirección corta)

| Muro  | L (m) | VS (ton/mL) | VG (ton/mL) | VSBR (ton/mL) | VGBR (ton/mL) | VS/VSBR | VG/VGBR |
|-------|-------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------|---------|
| P3AB  | 2.25  | 3.362       | 2.562       | 2.427         | 0.347         | 1.386   | 7.391   |
| P3EF  | 0.65  | 4.385       | 2.200       | 0.969         | 0.138         | 4.524   | 15.889  |
| P3FG  | 0.65  | 2.962       | 1.277       | 0.754         | 0.108         | 3.929   | 11.857  |
| P3JK  | 2.25  | 5.342       | 4.880       | 5.444         | 0.778         | 0.981   | 6.274   |
| P1DF  | 1.7   | 2.029       | 1.259       | 0.329         | 0.047         | 6.161   | 26.750  |
| P1FH  | 1.7   | 2.571       | 0.206       | 0.865         | 0.124         | 2.973   | 1.667   |
| P7AC  | 3.25  | 3.785       | 3.142       | 3.058         | 0.437         | 1.237   | 7.190   |
| P7IK  | 3.25  | 3.169       | 2.406       | 3.963         | 0.566         | 0.800   | 4.250   |
| P4AB  | 2.25  | 1.880       | 1.769       | 0.622         | 0.089         | 3.021   | 19.900  |
| P4JK  | 2.25  | 1.698       | 1.009       | 0.280         | 0.040         | 6.063   | 25.222  |
| P5AB  | 2.25  | 3.263       | 2.151       | 1.462         | 0.209         | 2.232   | 10.298  |
| P5JK  | 2.25  | 3.164       | 2.351       | 3.453         | 0.493         | 0.916   | 4.766   |
| P9AC  | 3.25  | 3.388       | 0.748       | 2.424         | 0.022         | 1.398   | 34.714  |
| P9JK  | 2.25  | 1.369       | 1.364       | 0.800         | 0.044         | 1.711   | 30.700  |
| P10AB | 2.25  | 1.460       | 0.453       | 0.800         | 0.044         | 1.825   | 10.200  |
| P10JK | 2.25  | 1.166       | 0.036       | 0.320         | 0.018         | 3.644   | 2.000   |
| P11AB | 2.25  | 3.458       | 0.458       | 2.480         | 0.138         | 1.394   | 3.323   |
| P11JK | 2.25  | 3.182       | 2.778       | 2.560         | 0.142         | 1.243   | 19.531  |

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

VSBR = Fuerza cortante producida por carga combinada en base rígida

VGBR = Fuerza cortante producida por carga gravitacional en base rígida

Para la otra dirección los resultados se muestran la Tabla 6.4 y Tabla 6.5 donde se detectó que en esta dirección el efecto de cargas verticales es igual de influyente en las fuerzas cortantes que en la otra dirección pero con la observación de que las demandas de fuerzas cortantes son menores que en la otra dirección ya que hay más número de muros y dicha fuerza es distribuida en más elementos razón por la cual las fuerzas suelen ser menores y la mayoría de los muros no sobrepasan la resistencia.

En estas dos tablas solo se muestran los muros centrales ya que suelen ser los más vulnerables, ya que los de la periferia la mayor parte no están discontinuos y algunos otros son de concreto lo cual los hace ser menos vulnerables.

En esta tabla se muestran los resultados del análisis de cargas combinadas en comparación con el de cargas verticales en la dirección larga, donde se observa menos vulnerabilidad para la estructura.

Tabla 6.4 Fuerzas axiales y cortantes del edificio A (dirección larga)

| Muro   | L (m) | PS (ton/mL) | VS (ton/mL) | PG (ton/mL) | VG (ton/mL) | VG/VS % | VR    | VR/VS |
|--------|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------|-------|-------|
| PB34   | 1.2   | 6.933       | 3.417       | 8.433       | 2.250       | 66%     | 3.640 | 0.939 |
| PB45   | 1.5   | 5.700       | 1.120       | 6.360       | 1.027       | 92%     | 2.993 | 0.374 |
| PB910  | 1.55  | 5.658       | 2.852       | 7.755       | 2.116       | 74%     | 2.970 | 0.960 |
| PB1212 | 0.6   | 7.617       | 2.550       | 8.167       | 1.583       | 62%     | 3.999 | 0.638 |
| PC23   | 3.2   | 6.019       | 1.500       | 10.019      | 0.931       | 62%     | 3.160 | 0.475 |
| PC45   | 1.5   | 6.913       | 2.260       | 7.913       | 2.060       | 91%     | 3.630 | 0.623 |
| PC56   | 1.75  | 8.651       | 3.754       | 11.651      | 3.600       | 96%     | 4.542 | 0.827 |
| PC89   | 1.65  | 7.412       | 6.527       | 8.412       | 3.461       | 53%     | 3.891 | 1.677 |
| PC910  | 1.55  | 4.903       | 7.594       | 6.903       | 5.490       | 72%     | 2.574 | 2.950 |
| PC1112 | 3.15  | 8.905       | 3.810       | 9.905       | 2.784       | 73%     | 4.675 | 0.815 |
| PD23   | 3.2   | 6.119       | 3.222       | 11.331      | 3.022       | 94%     | 3.212 | 1.003 |
| PE89   | 1.65  | 5.636       | 4.945       | 6.545       | 2.745       | 56%     | 2.959 | 1.671 |
| PE910  | 1.55  | 9.865       | 2.484       | 11.639      | 2.284       | 92%     | 5.179 | 0.480 |
| PE1112 | 3.15  | 7.638       | 3.197       | 8.638       | 2.095       | 66%     | 4.010 | 0.797 |
| PF12   | 1     | 7.900       | 1.080       | 7.900       | 0.800       | 74%     | 4.148 | 0.260 |
| PF23   | 3.2   | 7.122       | 6.053       | 8.309       | 5.931       | 98%     | 3.739 | 1.619 |
| PF36   | 4.5   | 5.116       | 3.589       | 6.116       | 2.724       | 76%     | 2.686 | 1.336 |
| PG89   | 1.65  | 7.612       | 3.030       | 12.527      | 2.030       | 67%     | 3.996 | 0.758 |
| PG910  | 1.55  | 10.987      | 2.523       | 13.471      | 2.523       | 100%    | 5.523 | 0.457 |
| PG1112 | 3.15  | 7.657       | 1.762       | 7.657       | 1.197       | 68%     | 4.020 | 0.438 |
| PH23   | 3.2   | 9.628       | 3.097       | 12.469      | 1.838       | 59%     | 5.055 | 0.613 |
| PI12   | 1     | 11.810      | 3.900       | 13.550      | 1.430       | 37%     | 5.667 | 0.688 |
| PI23   | 3.2   | 10.022      | 4.853       | 12.106      | 1.075       | 22%     | 5.261 | 0.922 |
| PI45   | 1.5   | 6.173       | 3.733       | 7.353       | 2.900       | 78%     | 3.241 | 1.152 |
| PI56   | 1.75  | 10.703      | 4.943       | 10.703      | 3.509       | 71%     | 5.473 | 0.903 |
| PI89   | 1.65  | 11.824      | 5.382       | 11.824      | 3.564       | 66%     | 5.669 | 0.949 |
| PI910  | 1.55  | 6.781       | 2.832       | 6.781       | 1.432       | 51%     | 3.560 | 0.796 |
| PI1112 | 3.15  | 8.902       | 4.248       | 8.902       | 2.546       | 60%     | 4.673 | 0.909 |
| PJ34   | 1.5   | 9.600       | 3.700       | 12.280      | 3.353       | 91%     | 5.040 | 0.734 |
| PJ45   | 1.5   | 7.047       | 2.853       | 9.727       | 3.593       | 126%    | 3.700 | 0.771 |
| PJ910  | 1.55  | 8.626       | 1.065       | 10.548      | 0.148       | 14%     | 4.529 | 0.235 |

PS = Fuerza axial producida por carga combinada

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

PG = Fuerza axial producida por carga gravitacional

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

VR = Fuerza cortante resistente

Esta tabla es la comparación de las fuerzas cortantes del modelo con elementos discontinuos y el modelo idealizado como no discontinuo o base rígida.

Tabla 6.5 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio A (dirección larga)

| Muro   | L (m) | VS (ton/mL) | VG (ton/mL) | VSBR (ton/mL) | VGBR (ton/mL) | VS/VSBR | VG/VGBR |
|--------|-------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------|---------|
| PB34   | 1.2   | 3.417       | 2.250       | 3.400         | 0.425         | 1.00    | 5.29    |
| PB45   | 1.5   | 1.120       | 1.027       | 1.173         | 0.147         | 0.95    | 7.00    |
| PB910  | 1.55  | 2.852       | 2.116       | 0.516         | 0.065         | 5.52    | 32.80   |
| PB1212 | 0.6   | 2.550       | 1.583       | 4.533         | 0.567         | 0.56    | 2.79    |
| PC23   | 3.2   | 1.500       | 0.931       | 0.750         | 0.094         | 2.00    | 9.93    |
| PC45   | 1.5   | 2.260       | 2.060       | 0.907         | 0.113         | 2.49    | 18.18   |
| PC56   | 1.75  | 3.754       | 3.600       | 4.206         | 0.526         | 0.89    | 6.85    |
| PC89   | 1.65  | 6.527       | 3.461       | 4.800         | 0.600         | 1.36    | 5.77    |
| PC910  | 1.55  | 7.594       | 5.490       | 1.290         | 0.161         | 5.89    | 34.04   |
| PC1112 | 3.15  | 3.810       | 2.784       | 2.794         | 0.349         | 1.36    | 7.97    |
| PD23   | 3.2   | 3.222       | 3.022       | 2.400         | 0.300         | 1.34    | 10.07   |
| PE89   | 1.65  | 4.945       | 2.745       | 4.073         | 0.509         | 1.21    | 5.39    |
| PE910  | 1.55  | 2.484       | 2.284       | 2.065         | 0.258         | 1.20    | 8.85    |
| PE1112 | 3.15  | 3.197       | 2.095       | 2.870         | 0.359         | 1.11    | 5.84    |
| PF12   | 1     | 1.080       | 0.800       | 0.699         | 0.900         | 1.55    | 0.89    |
| PF23   | 3.2   | 6.053       | 5.931       | 2.340         | 1.416         | 2.59    | 4.19    |
| PF36   | 4.5   | 3.589       | 2.724       | 10.453        | 1.307         | 0.34    | 2.09    |
| PG89   | 1.65  | 3.030       | 2.030       | 1.560         | 0.521         | 1.94    | 3.90    |
| PG910  | 1.55  | 2.523       | 2.523       | 2.065         | 0.258         | 1.22    | 9.78    |
| PG1112 | 3.15  | 1.762       | 1.197       | 2.895         | 0.362         | 0.61    | 3.31    |
| PH23   | 3.2   | 3.097       | 1.838       | 2.300         | 0.288         | 1.35    | 6.39    |
| PI12   | 1     | 3.900       | 1.430       | 0.560         | 0.070         | 6.96    | 20.43   |
| PI23   | 3.2   | 4.853       | 1.075       | 1.375         | 0.172         | 3.53    | 6.25    |
| PI45   | 1.5   | 3.733       | 2.900       | 1.280         | 0.160         | 2.92    | 18.13   |
| PI56   | 1.75  | 4.943       | 3.509       | 3.657         | 0.457         | 1.35    | 7.68    |
| PI89   | 1.65  | 5.382       | 3.564       | 4.606         | 0.576         | 1.17    | 6.19    |
| PI910  | 1.55  | 2.832       | 1.432       | 1.394         | 0.174         | 2.03    | 8.22    |
| PI1112 | 3.15  | 4.248       | 2.546       | 2.895         | 0.362         | 1.47    | 7.04    |
| PJ34   | 1.5   | 3.700       | 3.353       | 2.535         | 0.653         | 1.46    | 5.13    |
| PJ45   | 1.5   | 2.853       | 3.593       | 1.350         | 0.553         | 2.11    | 6.49    |
| PJ910  | 1.55  | 1.065       | 0.148       | 0.568         | 0.071         | 1.87    | 2.09    |

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

VSBR = Fuerza cortante producida por carga combinada en base rígida

VGBR = Fuerza cortante producida por carga gravitacional en base rígida

## 6.4 EDIFICIO B

Es un edificio de departamentos de cuatro niveles y un cajón de estacionamiento. El primer nivel y el sótano están destinados a estacionamiento y los demás niveles son departamentos. La estructura está conformada por columnas de concreto reforzado en el sótano y de muros de concreto reforzado y mampostería reforzada en la planta baja hasta el tercer nivel. El sistema de piso es de losa plana en el sótano y vigueta-bovedilla los demás niveles con un firme de concreto de 5 cm de espesor.

En sistema de piso del sótano se desplantan muros de mampostería y muros de concreto reforzado, en este edificio el sistema losa no es tan crítico como el mencionado anteriormente ya que esta losa cuenta con vigas en los ejes de donde se desplantan los muros para los siguientes niveles, se forma una losa de transferencia pero con menos vulnerabilidad ya que las vigas ayudan a distribuir las fuerzas que se producen en los muros.

La edificación presenta una forma rectangular con dimensiones aproximadas de 26 x 29 m, con un área aproximada de 754 m<sup>2</sup>, la altura de la edificación es de aproximadamente 13 m, a partir del nivel del terreno, con una altura de entrepiso de 2.6 m. En la siguiente Figura 6.4 se muestra el modelo del edificio B en una vista en perspectiva donde se puede observar las dos partes de la estructura el sótano y los niveles superiores.

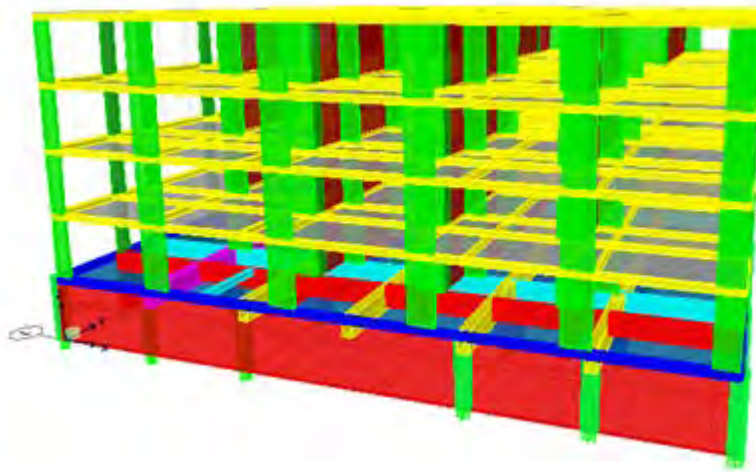


Figura 6.4 Modelo del edificio en vista tridimensional ETABS

En la Figura 6.5 se muestra la losa del sótano y en la figura de la derecha se muestran los muros que se desplantan sobre la losa del sótano, donde se puede observar que algunos muros se apoyan directamente sobre las vigas primarias o secundarias, lo que lo hace un sistema no muy deficiente.

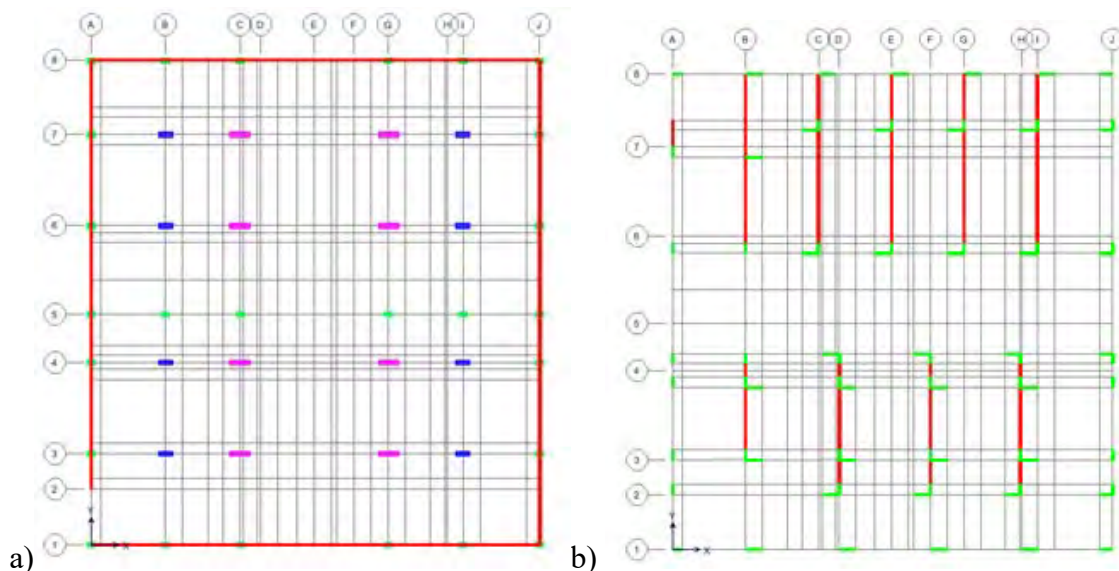


Figura 6.5 Distribución de las columnas y muros

Se presentan las áreas de los muros y columnas que se tienen en el edificio, donde se puede observar que ningún elemento es continuo, las columnas se discontinúan al término del sótano y de ahí se desplantan muros de concreto.

Tabla 6.6 Información detallada del sistema de entrepiso edificio B

|                          | Geometría   | Sótano  | Nivel 1,2,3,4 | Área Discontinua |
|--------------------------|-------------|---------|---------------|------------------|
| Tipo de losa             | ---         | Maciza  | Nervada       | ---              |
| Área de la Estructura    | Rectangular | 734.152 | 734.152       | ---              |
| Área libre               | Rectangular | 40.176  | ---           | ---              |
| Área de Columnas         | Rectangular | 3.9     | 0             | -3.9             |
| Área Muros Mampostería X | ---         | 7.82    | 0             | -7.82            |
| Área Muros Concreto X    | ---         | 4.8     | 6.937         | 2.137            |
| Área Muros Mampostería Y | ---         | 7.79    | 11.972        | 4.182            |
| Área Muros Concreto Y    | ---         | 0       | 3.15          | 3.15             |

*El área se muestra en ( $m^2$ )*

#### 6.4.1 Análisis de cortantes en los muros del primer nivel

Como ya se mencionó anteriormente este es un análisis ante cargas gravitacionales y combinación de cargas sísmicas con gravitacionales. Estos análisis se realizaron haciendo algunas simplificaciones con respecto al modelo original ya que en este caso solo nos interesan las fuerzas cortantes en los muros de la planta baja.

Este modelo tiene una particularidad de que en una toda una dirección tiene muretes de concreto y en la otra dirección son muros de mampostería con pequeños muretes de concreto los cuales funcionan como pequeñas columnas, y es por lo que esos elementos no se muestran en estas tablas.

En la Tabla 6.7 se muestra la comparación de las fuerzas cortantes de los muros de concreto, a lo que se puede observar que este tipo de muros no presenta muchos problemas salvo tres que están sobre demandados pero con un porcentaje muy pequeño en comparación con los demás. El cálculo de la fuerza resistente a cortante se hizo conforme al capítulo 5.

Tabla 6.7 Fuerzas axiales y cortantes del edificio B (dirección X)

| Muro | L (m) | PS (ton/mL) | VS (ton/mL) | PG (ton/mL) | VG (ton/mL) | VG/VS % | VR     | VR/VS |
|------|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------|--------|-------|
| P2C  | 1.00  | 17.32       | 14.30       | 15.150      | 12.490      | 87%     | 19.353 | 0.739 |
| P2D  | 1.00  | 6.86        | 13.58       | 14          | 10.58       | 78%     | 19.353 | 0.702 |
| P2F  | 1.00  | 0.36        | 4.31        | 19.03       | 0.68        | 16%     | 19.353 | 0.223 |
| P2J  | 1.00  | 11.30       | 16.09       | 26.42       | 1.27        | 8%      | 19.353 | 0.831 |
| P3B  | 1.00  | 19.37       | 4.00        | 51.62       | 1.71        | 43%     | 19.353 | 0.207 |
| P3D  | 1.00  | 18.75       | 12.59       | 18.08       | 11.95       | 95%     | 19.353 | 0.651 |
| P3F  | 1.00  | 14.58       | 13.52       | 12.92       | 7.22        | 53%     | 19.353 | 0.699 |
| P3J  | 1.00  | 22.60       | 15.77       | 14.21       | 5.11        | 32%     | 19.353 | 0.815 |
| P4B  | 1.00  | 8.71        | 4.44        | 13.79       | 3.53        | 80%     | 19.353 | 0.229 |
| P4D  | 1.00  | 18.45       | 13.93       | 13.46       | 9.54        | 68%     | 19.353 | 0.720 |
| P4F  | 1.00  | 12.52       | 19.96       | 11.04       | 9.86        | 49%     | 19.353 | 1.031 |
| P4I  | 1.00  | 5.27        | 15.16       | 15.42       | 13.32       | 88%     | 19.353 | 0.783 |
| P4C  | 1.00  | 13.67       | 19.88       | 13.26       | 12.9        | 65%     | 19.353 | 1.027 |
| P4E  | 1.00  | 3.66        | 12.92       | 14.91       | 9.12        | 71%     | 19.353 | 0.668 |
| P4H  | 1.00  | 12.45       | 4.63        | 10.62       | 4.33        | 94%     | 19.353 | 0.239 |
| P4J  | 1.00  | 13.10       | 17.68       | 8.16        | 3.9         | 22%     | 19.353 | 0.914 |
| P5C  | 1.00  | 7.76        | 4.29        | 5.62        | 2.54        | 59%     | 19.353 | 0.222 |
| P5E  | 1.00  | 5.84        | 10.64       | 4.23        | 3.15        | 30%     | 19.353 | 0.550 |
| P5G  | 1.00  | 13.69       | 13.71       | 5.82        | 2.89        | 21%     | 19.353 | 0.708 |
| P5I  | 1.00  | 1.76        | 4.95        | 19.58       | 0.06        | 1%      | 19.353 | 0.256 |
| P5J  | 1.00  | 20.30       | 8.56        | 22.93       | 4.4         | 51%     | 19.353 | 0.442 |
| P6B  | 1.00  | 14.64       | 5.03        | 16.57       | 4.26        | 85%     | 19.353 | 0.260 |
| P7C  | 1.00  | 11.14       | 3.09        | 20.99       | 1.48        | 48%     | 19.353 | 0.160 |
| P7E  | 1.00  | 7.34        | 4.70        | 13.78       | 3.9         | 83%     | 19.353 | 0.243 |
| P7G  | 1.00  | 16.64       | 19.01       | 8.56        | 12.01       | 63%     | 19.353 | 0.982 |
| P7I  | 1.00  | 7.78        | 13.71       | 18.07       | 0.88        | 6%      | 19.353 | 0.708 |
| P7J  | 1.00  | 14.04       | 19.39       | 17.55       | 5           | 26%     | 19.353 | 1.002 |

PS = Fuerza axial producida por carga combinada

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

PG = Fuerza axial producida por carga gravitacional

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

En la Tabla 6.8 se resumen los resultados de las fuerzas cortantes de los muros de mampostería observándose que algunos de estos si presentan más deficiencias en cuanto a la resistencia y también se observa afectada en gran parte por las cargas verticales.

Tabla 6.8 Fuerzas axiales y cortantes del edificio B (dirección Y)

| Muro | L (m) | PS (ton/mL) | VS (ton/mL) | PG (ton/mL) | VG (ton/mL) | VG/VS % | VR    | VR/VS |
|------|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------|-------|-------|
| PA7  | 1.2   | 12.8        | 7.4         | 9.20        | 4.55        | 61%     | 5.831 | 1.270 |
| PB3  | 3.7   | 10.4        | 4.0         | 4.36        | 3.55        | 88%     | 5.423 | 0.743 |
| PB4  | 0.5   | 17.2        | 8.1         | 12.26       | 5.68        | 70%     | 6.614 | 1.228 |
| PB6  | 6.6   | 7.5         | 1.5         | 19.11       | 1.45        | 99%     | 3.932 | 0.371 |
| PB7  | 2.7   | 8.0         | 4.0         | 8.62        | 2.80        | 70%     | 4.177 | 0.954 |
| PC6  | 6.6   | 12.2        | 3.9         | 13.41       | 1.99        | 51%     | 5.739 | 0.683 |
| PC7  | 2.7   | 9.1         | 3.5         | 9.97        | 0.20        | 6%      | 4.756 | 0.736 |
| PE6  | 6.6   | 8.1         | 4.7         | 15.14       | 0.29        | 6%      | 4.233 | 1.110 |
| PE7  | 2.7   | 9.8         | 4.3         | 17.89       | 2.44        | 57%     | 5.141 | 0.831 |
| PG6  | 6.6   | 13.9        | 5.8         | 14.32       | 4.77        | 82%     | 6.035 | 0.969 |
| PG7  | 2.7   | 9.3         | 4.3         | 11.73       | 1.45        | 34%     | 4.879 | 0.884 |
| PI6  | 6.6   | 10.0        | 5.9         | 11.10       | 3.84        | 65%     | 5.260 | 1.123 |
| PI7  | 2.7   | 10.0        | 2.5         | 10.57       | 2.37        | 94%     | 5.254 | 0.479 |
| PD2  | 1.5   | 13.4        | 5.5         | 14.37       | 4.43        | 81%     | 5.952 | 0.918 |
| PD3  | 3.7   | 11.6        | 3.3         | 6.78        | 2.43        | 74%     | 5.636 | 0.581 |
| PD4  | 0.5   | 19.5        | 6.4         | 11.72       | 4.60        | 71%     | 7.006 | 0.919 |
| PF2  | 1.5   | 9.6         | 4.6         | 16.53       | 3.31        | 73%     | 5.058 | 0.902 |
| PF3  | 3.7   | 8.9         | 2.6         | 9.06        | 2.52        | 99%     | 4.691 | 0.545 |
| PF4  | 0.5   | 14.0        | 5.8         | 14.44       | 4.00        | 69%     | 6.054 | 0.958 |
| PH2  | 1.5   | 11.7        | 5.7         | 14.26       | 4.85        | 86%     | 5.643 | 1.003 |
| PH3  | 3.7   | 7.0         | 4.4         | 19.14       | 4.03        | 93%     | 3.676 | 1.184 |
| PH4  | 0.5   | 18.9        | 5.2         | 4.28        | 1.70        | 33%     | 6.911 | 0.747 |

PS = Fuerza axial producida por carga combinada

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

PG = Fuerza axial producida por carga gravitacional

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

VR = Fuerza cortante resistente

Es las siguientes dos tablas se muestran los resultados obtenidos de un análisis donde el modelo no presenta discontinuidad en los elementos estructurales ya que el primer entrepiso es igual al inmediato superior; se realizó una comparación entre los cortantes de la Tabla 6.7 y Tabla 6.8 y los obtenidos en este análisis.

Tabla 6.9 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio B (dirección X)

| Muro | L (m) | VS (ton/mL) | VG (ton/mL) | VSBR (ton/mL) | VGBR (ton/mL) | VS/VSBR | VG/VGBR |
|------|-------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------|---------|
| P2C  | 1.00  | 14.30       | 12.490      | 7.370         | 1.050         | 1.940   | 11.895  |
| P2D  | 1.00  | 13.58       | 10.58       | 6.02          | 1.29          | 2.256   | 8.202   |
| P2F  | 1.00  | 4.31        | 0.68        | 4.6           | 1.83          | 0.937   | 0.372   |
| P2J  | 1.00  | 16.09       | 1.27        | 1.8           | 1.01          | 8.939   | 1.257   |
| P3B  | 1.00  | 4.00        | 1.71        | 8.25          | 1.81          | 0.485   | 0.945   |
| P3D  | 1.00  | 12.59       | 11.95       | 8.7           | 1.05          | 1.447   | 11.381  |
| P3F  | 1.00  | 13.52       | 7.22        | 8.98          | 0.6           | 1.506   | 12.033  |
| P3J  | 1.00  | 15.77       | 5.11        | 7.47          | 0.71          | 2.111   | 7.197   |
| P4B  | 1.00  | 4.44        | 3.53        | 7.61          | 1.42          | 0.583   | 2.486   |
| P4D  | 1.00  | 13.93       | 9.54        | 8.36          | 0.93          | 1.666   | 10.258  |
| P4F  | 1.00  | 19.96       | 9.86        | 8.52          | 0.77          | 2.343   | 12.805  |
| P4I  | 1.00  | 15.16       | 13.32       | 6.94          | 0.84          | 2.184   | 15.857  |
| P4C  | 1.00  | 19.88       | 12.9        | 6.36          | 0.75          | 3.126   | 17.200  |
| P4E  | 1.00  | 12.92       | 9.12        | 5.75          | 1.43          | 2.247   | 6.378   |
| P4H  | 1.00  | 4.63        | 4.33        | 6.5           | 1.16          | 0.712   | 3.733   |
| P4J  | 1.00  | 17.68       | 3.9         | 2.97          | 0.2           | 5.953   | 19.500  |
| P5C  | 1.00  | 4.29        | 2.54        | 6.57          | 0.28          | 0.653   | 9.071   |
| P5E  | 1.00  | 10.64       | 3.15        | 7.99          | 1.42          | 1.332   | 2.218   |
| P5G  | 1.00  | 13.71       | 2.89        | 10.65         | 0.24          | 1.287   | 12.042  |
| P5I  | 1.00  | 4.95        | 0.06        | 9.49          | 1.17          | 0.522   | 0.051   |
| P5J  | 1.00  | 8.56        | 4.4         | 2.73          | 1.59          | 3.136   | 2.767   |
| P6B  | 1.00  | 5.03        | 4.26        | 8.88          | 1.04          | 0.566   | 4.096   |
| P7C  | 1.00  | 3.09        | 1.48        | 8.33          | 0.41          | 0.371   | 3.610   |
| P7E  | 1.00  | 4.70        | 3.9         | 8.87          | 0.51          | 0.530   | 7.647   |
| P7G  | 1.00  | 19.01       | 12.01       | 8.99          | 0.54          | 2.115   | 22.241  |
| P7I  | 1.00  | 13.71       | 0.88        | 8.26          | 0.98          | 1.660   | 0.898   |
| P7J  | 1.00  | 19.39       | 5           | 1.88          | 1.13          | 10.314  | 4.425   |

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

VSBR = Fuerza cortante producida por carga combinada en base rígida

VGBR = Fuerza cortante producida por carga gravitacional en base rígida



Tabla 6.10 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio B (dirección Y)

| Muro | L (m) | VS (ton/mL) | VG (ton/mL) | VSBR (ton/mL) | VGBR (ton/mL) | VS/VSBR | VG/VGBR |
|------|-------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------|---------|
| PA7  | 1.2   | 7.4         | 4.55        | 0.52          | 2.08          | 14.34   | 2.18    |
| PB3  | 3.7   | 4.0         | 3.55        | 3.16          | 0.14          | 1.27    | 24.77   |
| PB4  | 0.5   | 8.1         | 5.68        | 1.30          | 1.36          | 6.25    | 4.18    |
| PB6  | 6.6   | 1.5         | 1.45        | 2.28          | 0.14          | 0.64    | 10.26   |
| PB7  | 2.7   | 4.0         | 2.80        | 3.20          | 1.96          | 1.24    | 1.43    |
| PC6  | 6.6   | 3.9         | 1.99        | 2.42          | 0.69          | 1.62    | 2.90    |
| PC7  | 2.7   | 3.5         | 0.20        | 3.02          | 0.84          | 1.16    | 0.24    |
| PE6  | 6.6   | 4.7         | 0.29        | 2.62          | 0.52          | 1.79    | 0.55    |
| PE7  | 2.7   | 4.3         | 2.44        | 2.95          | 0.87          | 1.45    | 2.82    |
| PG6  | 6.6   | 5.8         | 4.77        | 3.24          | 0.16          | 1.80    | 30.24   |
| PG7  | 2.7   | 4.3         | 1.45        | 2.82          | 1.09          | 1.53    | 1.33    |
| PI6  | 6.6   | 5.9         | 3.84        | 3.20          | 0.22          | 1.85    | 17.58   |
| PI7  | 2.7   | 2.5         | 2.37        | 2.90          | 1.16          | 0.87    | 2.04    |
| PD2  | 1.5   | 5.5         | 4.43        | 5.85          | 0.42          | 0.93    | 10.54   |
| PD3  | 3.7   | 3.3         | 2.43        | 2.93          | 0.19          | 1.12    | 12.66   |
| PD4  | 0.5   | 6.4         | 4.60        | 9.72          | 0.66          | 0.66    | 6.97    |
| PF2  | 1.5   | 4.6         | 3.31        | 5.83          | 0.87          | 0.78    | 3.82    |
| PF3  | 3.7   | 2.6         | 2.52        | 2.09          | 1.20          | 1.22    | 2.10    |
| PF4  | 0.5   | 5.8         | 4.00        | 6.84          | 1.98          | 0.85    | 2.02    |
| PH2  | 1.5   | 5.7         | 4.85        | 5.43          | 1.05          | 1.04    | 4.60    |
| PH3  | 3.7   | 4.4         | 4.03        | 1.79          | 1.54          | 2.44    | 2.62    |
| PH4  | 0.5   | 5.2         | 1.70        | 4.70          | 3.04          | 1.10    | 0.56    |

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

VSBR = Fuerza cortante producida por carga combinada en base rígida

VGBR = Fuerza cortante producida por carga gravitacional en base rígida

## 6.5 EDIFICIO C

Es un edificio de departamentos que tiene siete niveles sobre el terreno, y dos sótanos. Su cimentación se construyó a base de contratraveses con losa plana. El área construida en los niveles tipo es de 26 m x 14.5 m, lo que corresponde a un área de 377 m<sup>2</sup>. Los sistemas de piso del edificio son diferentes en la mayoría de los niveles, los sótanos son de losas planas aligeradas de concreto reforzado, los demás niveles tienen sistema de piso de viga y losa combinados.

La estructura cuenta con columnas de concreto reforzado desplantadas desde el estacionamiento inferior hasta el nivel de planta baja, además hay muros de concreto reforzado en los elevadores desde el estacionamiento inferior hasta la azotea. Existen otros tres muros de concreto reforzado, pero desde el nivel 1.40, a partir del cual se desplantaron los niveles superiores del edificio con muros de concreto reforzado y de mampostería sobre la losa plana, formando un sistema con losa transfer.

El problema que existe es que un gran porcentaje no coincide con los ejes de las vigas del entrepiso inferior. Este problema es más grave entre el sótano 2 y la planta baja aunque cabe

destacar que hay un problema de todos los entrepisos porque en la mayoría existe diferente estructuración entre un nivel y otro. En este trabajo nos enfocamos en el sótano 2 y la planta baja.

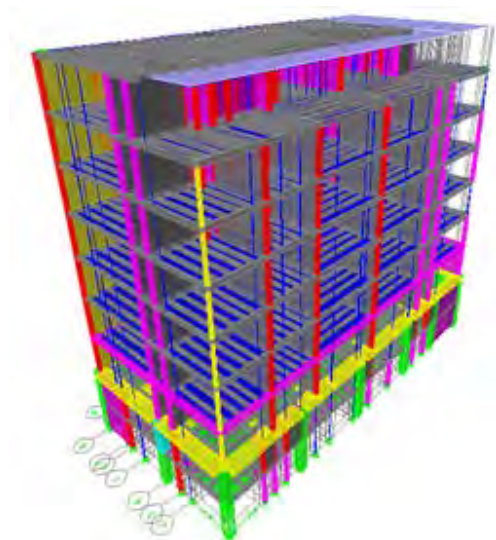


Figura 6.6 Modelo del edificio en ETABS

En Figura 6.7 se puede mostrar los diferentes elementos resistentes que hay en cada entrepiso, se puede observar que hay una combinación de materiales ya que existen muros de concreto y muros de mampostería. En la Figura 6.7 los muros de color verde corresponden a mampostería y los demás son de concreto.

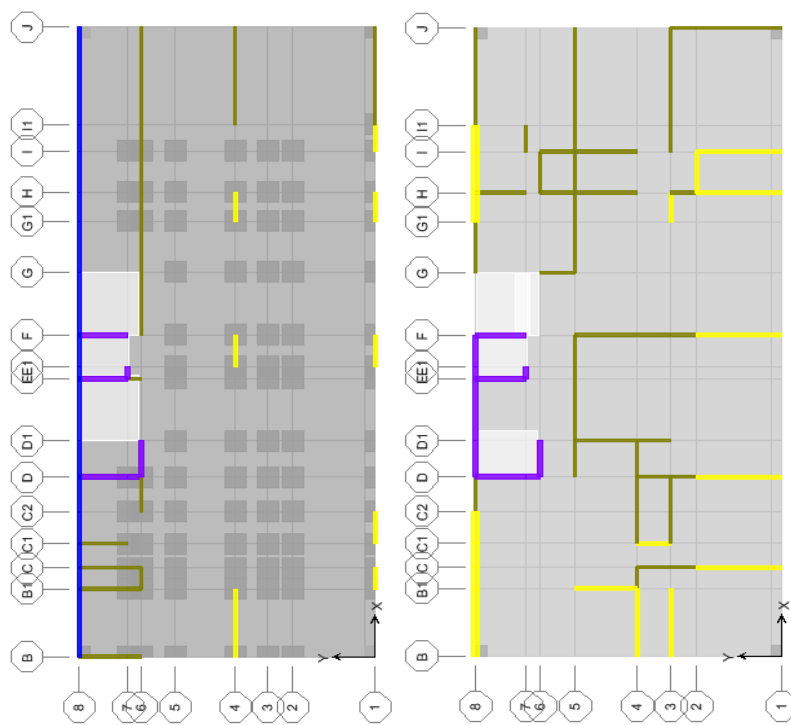


Figura 6.7 Muros del sótano y planta baja

Como se observa en las figuras anteriores se muestra un gran número de muros que se discontinúan en el sótano, y si igualamos las áreas resultan ser casi las mismas porque existen muros pero en diferente posición con respecto a los del entrepiso superior.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de la recopilación de datos de los elementos estructurales que definen al entrepiso en la parte inferior y superior de la losa, todos los datos se muestran en área para cada uno de los materiales y direcciones.

Tabla 6.11 Información detallada del sistema de entrepiso edificio C

|                          | Geometría   | S2      | Nivel PB,1,3,4.. | Área Discontinua |
|--------------------------|-------------|---------|------------------|------------------|
| Tipo de losa             | ---         | Nervada | Nervada          | ---              |
| Área de la Estructura    | Rectangular | 308.337 | 308.337          | ---              |
| Área libre               | Rectangular | 56.1    | ---              | ---              |
| Área de Columnas         | Rectangular | 6.09    | 3.2              | -2.89            |
| Área Muros Mampostería X | ---         | 2.6     | 6.38             | 3.78             |
| Área Muros Concreto X    | ---         | 1.204   | 3.57             | 2.366            |
| Área Muros Mampostería Y | ---         | 1.204   | 3.57             | 2.366            |
| Área Muros Concreto Y    | ---         | 1.28    | 2.88             | 1.6              |

*El área se muestra en ( $m^2$ )*

De acuerdo con el reporte de Gómez Soberón et al, (2010) es una estructura muy irregular en muchos aspectos como los que ya se mencionaron y algunos otros que no se mencionan en este trabajo ya que el objetivo de este trabajo está más enfocado al sistema de piso que hay entre el sótano y la planta baja.

### 6.5.1 Análisis de cortantes en los muros de PB

En esta sección se realizó un análisis ante cargas gravitacionales y la combinación de cargas sísmicas con gravitacionales, estos análisis se realizaron haciendo algunas simplificaciones con respecto al modelo original ya que en este caso solo nos interesan las fuerzas cortantes en los muros de la planta baja.

En la siguiente tabla se muestran algunos de los resultados obtenidos de dichos análisis. La Tabla 6.12 muestra una comparación entre los cortantes y cargas axiales de los muros de mampostería de la planta baja ante carga combinada y carga gravitacional. En este modelo no se presentan los cortantes de los muros de concreto ya que son más resistentes por tener un espesor de entre 20 y 30 cm siendo más vulnerables los de mampostería.

En la Tabla 6.12 también se hace una comparación entre los cortantes demandantes y los resistentes por los muros, lo que se puede observar es que en una gran parte de estos no pasan con la resistencia pueden desarrollar. Estos cortantes son producto de la combinación de carga. En la tabla también se aprecia que la demanda de cortante por carga gravitacional no es tan crítica como en los dos casos anteriores, aunque no es una correcta comparación ya que los sistemas de estructuración son muy diferentes.

Tabla 6.12 Fuerzas axiales y cortantes del edificio C (dirección X)

| Muro | L (m) | PS (ton/mL) | VS (ton/mL) | PG (ton/mL) | VG (ton/mL) | VG/VS % | VR    | VR/VS |
|------|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------|-------|-------|
| P3C1 | 1.300 | 23.177      | 0.585       | 3.877       | 0.546       | 93%     | 7.656 | 0.076 |
| P3C2 | 1.420 | 16.803      | 10.634      | 3.289       | 2.951       | 28%     | 6.540 | 1.626 |
| P3I  | 1.100 | 9.282       | 6.209       | 3.855       | 1.491       | 24%     | 4.873 | 1.274 |
| P3I1 | 4.000 | 5.948       | 11.555      | 4.013       | 0.863       | 7%      | 3.122 | 3.701 |
| P4B1 | 1.000 | 9.040       | 8.170       | 1.420       | 2.240       | 27%     | 4.746 | 1.721 |
| P4C1 | 1.300 | 13.838      | 15.277      | 5.277       | 1.485       | 10%     | 6.022 | 2.537 |
| P4C2 | 1.420 | 10.824      | 26.824      | 4.479       | 4.282       | 16%     | 5.494 | 4.882 |
| P4D  | 1.300 | 12.292      | 6.138       | 1.754       | 0.100       | 2%      | 5.751 | 1.067 |
| P5D  | 1.300 | 19.408      | 21.762      | 4.885       | 3.346       | 15%     | 6.996 | 3.110 |
| P5D1 | 2.600 | 11.004      | 20.315      | 3.823       | 1.954       | 10%     | 5.526 | 3.677 |
| P5E1 | 1.500 | 13.947      | 9.867       | 4.033       | 0.713       | 7%      | 6.041 | 1.633 |
| P5G  | 2.200 | 16.559      | 12.005      | 4.018       | 0.923       | 8%      | 6.498 | 1.847 |
| P5G1 | 1.200 | 12.950      | 6.308       | 4.275       | 0.342       | 5%      | 5.866 | 1.075 |
| P5H  | 1.700 | 16.359      | 3.276       | 3.900       | 1.012       | 31%     | 6.463 | 0.507 |
| P5I  | 1.100 | 14.664      | 5.636       | 3.409       | 1.291       | 23%     | 6.166 | 0.914 |
| P5I1 | 4.000 | 11.158      | 12.730      | 4.758       | 1.025       | 8%      | 5.553 | 2.293 |
| P6H  | 1.700 | 12.129      | 2.647       | 3.347       | 0.812       | 31%     | 5.723 | 0.463 |
| P8G  | 2.200 | 15.645      | 6.982       | 3.209       | 0.114       | 2%      | 6.338 | 1.102 |
| P8J  | 4.000 | 6.510       | 13.118      | 5.083       | 0.865       | 7%      | 3.418 | 3.838 |

Es la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos de un análisis donde el modelo no presenta discontinuidad en los elementos estructurales ya que el primer entrepiso es igual al inmediato superior; se realizó una comparación entre los cortantes de la Tabla 6.12 y los obtenidos en este análisis.

Tabla 6.13 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio C (dirección X)

| Muro | L (m) | VS (ton/mL) | VG (ton/mL) | VSBR (ton/mL) | VGBR (ton/mL) | VS/VSBR | VG/VGBR |
|------|-------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------|---------|
| P3C1 | 1.300 | 0.585       | 0.546       | 2.715         | 0.415         | 0.215   | 1.315   |
| P3C2 | 1.420 | 10.634      | 2.951       | 6.218         | 0.085         | 1.710   | 34.917  |
| P3I  | 1.100 | 6.209       | 1.491       | 4.364         | 1.200         | 1.423   | 1.242   |
| P3I1 | 4.000 | 11.555      | 0.863       | 6.763         | 0.163         | 1.709   | 5.308   |
| P4B1 | 1.000 | 8.170       | 2.240       | 2.970         | 0.490         | 2.751   | 4.571   |
| P4C1 | 1.300 | 15.277      | 1.485       | 1.892         | 0.585         | 8.073   | 2.539   |
| P4C2 | 1.420 | 26.824      | 4.282       | 4.739         | 0.183         | 5.660   | 23.385  |
| P4D  | 1.300 | 6.138       | 0.100       | 3.469         | 0.592         | 1.769   | 0.169   |
| P5D  | 1.300 | 21.762      | 3.346       | 0.623         | 0.569         | 34.926  | 5.878   |
| P5D1 | 2.600 | 20.315      | 1.954       | 6.677         | 0.065         | 3.043   | 29.882  |
| P5E1 | 1.500 | 9.867       | 0.713       | 8.713         | 0.333         | 1.132   | 2.140   |
| P5G  | 2.200 | 12.005      | 0.923       | 7.818         | 0.327         | 1.535   | 2.819   |
| P5G1 | 1.200 | 6.308       | 0.342       | 9.558         | 0.558         | 0.660   | 0.612   |
| P5H  | 1.700 | 3.276       | 1.012       | 3.424         | 0.259         | 0.957   | 3.909   |
| P5I  | 1.100 | 5.636       | 1.291       | 1.464         | 0.845         | 3.851   | 1.527   |
| P5I1 | 4.000 | 12.730      | 1.025       | 3.023         | 0.228         | 4.212   | 4.505   |
| P6H  | 1.700 | 2.647       | 0.812       | 2.712         | 0.153         | 0.976   | 5.308   |
| P8G  | 2.200 | 6.982       | 0.114       | 8.218         | 0.327         | 0.850   | 0.347   |
| P8J  | 4.000 | 13.118      | 0.865       | 0.798         | 0.658         | 16.448  | 1.316   |

En esta tabla se puede concluir que hay una gran demanda de cortante en los muros discontinuos producto de las cargas gravitacionales ya que al hacer el cociente entre los cortantes producidos por las mismas cargas pero sin discontinuidad de los muros se observa en la columna de la derecha que los cocientes son muy grandes.

En la otra dirección (dirección corta) los resultados se muestran en las siguientes tablas donde ocurre algo más favorable ya que en ninguno de los muros se sobrepasa la resistencia y la demanda de cortante en los muros no se observa tan afectada por cargas gravitacionales, se pueden observar porcentajes muy bajos de demanda por esta carga.

Tabla 6.14 Fuerzas axiales y cortantes del edificio C (dirección Y)

| Muro | L (m) | PS (ton/mL) | VS (ton/mL) | PG (ton/mL) | VG (ton/mL) | VG/VS % | VR    | VR/VS |
|------|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------|-------|-------|
| PC4  | 2.300 | 12.852      | 0.604       | 1.865       | 0.022       | 4%      | 5.849 | 0.103 |
| PD4  | 2.300 | 12.170      | 3.087       | 1.717       | 0.391       | 13%     | 5.730 | 0.539 |
| PD5  | 3.700 | 16.008      | 3.876       | 2.324       | 0.519       | 13%     | 6.401 | 0.605 |
| PF5  | 4.700 | 18.511      | 0.400       | 3.404       | 0.047       | 12%     | 6.839 | 0.058 |
| PG6  | 1.350 | 22.630      | 1.644       | 3.822       | 0.170       | 10%     | 7.560 | 0.218 |
| PH7  | 3.750 | 18.189      | 0.107       | 4.213       | 0.059       | 55%     | 6.783 | 0.016 |
| PH8  | 2.800 | 8.343       | 0.486       | 1.361       | 0.050       | 10%     | 4.380 | 0.111 |
| PI7  | 3.750 | 17.288      | 1.443       | 3.576       | 0.181       | 13%     | 6.625 | 0.218 |
| PJ3  | 4.300 | 16.149      | 6.193       | 3.667       | 1.051       | 17%     | 6.426 | 0.964 |

PS = Fuerza axial producida por carga combinada

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

PG = Fuerza axial producida por carga gravitacional

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

VR = Fuerza cortante resistente

En esta dirección se ha observado que los cortantes no están muy influenciados por la irregularidad de los sistemas de piso, aunque también cabe destacar que en esta dirección existe una gran mayoría de muros de concreto.

Tabla 6.15 Comparación de fuerzas cortantes con base rígida edificio (dirección Y)

| Muro | L (m) | VS (ton/mL) | VG (ton/mL) | VSBR (ton/mL) | VGBR (ton/mL) | VS/VSBR | VG/VGBR |
|------|-------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------|---------|
| PC4  | 2.300 | 0.604       | 0.022       | 0.657         | 0.070         | 0.92    | 0.31    |
| PD4  | 2.300 | 3.087       | 0.391       | 2.713         | 0.391         | 1.14    | 1.00    |
| PD5  | 3.700 | 3.876       | 0.519       | 0.741         | 0.089         | 5.23    | 5.82    |
| PF5  | 4.700 | 0.400       | 0.047       | 2.128         | 0.011         | 0.19    | 4.40    |
| PG6  | 1.350 | 1.644       | 0.170       | 2.593         | 0.244         | 0.63    | 0.70    |
| PH7  | 3.750 | 0.011       | 0.059       | 1.507         | 0.155         | 0.01    | 0.38    |
| PH8  | 2.800 | 0.486       | 0.050       | 0.350         | 0.043         | 1.39    | 1.17    |
| PI7  | 3.750 | 1.443       | 0.181       | 1.771         | 0.213         | 0.81    | 0.85    |
| PJ3  | 4.300 | 6.193       | 1.051       | 1.544         | 0.326         | 4.01    | 3.23    |

VS = Fuerza cortante producida por carga combinada

VG = Fuerza cortante producida por carga gravitacional

VSBR = Fuerza cortante producida por carga combinada en base rígida

VGBR = Fuerza cortante producida por carga gravitacional en base rígida

## 6.6 ANÁLISIS DE RIGIDEZ DE LOS EDIFICIOS

A partir de análisis estructurales de los modelos de los 3 edificios descritos es posible estimar la rigidez de cada uno de los entrepisos en cada una de las direcciones, estos resultados se muestran en la Figura 6.8. La rigidez de cada entrepiso se calculó imponiendo fuerzas unitarias en cada uno de los entrepisos y en cada una de las direcciones. Estas rigideces mostradas son aproximadas ya que se supone que el sistema de piso se comporta de forma rígida en las direcciones paralelas a su plano. Así, en el edificio A en la dirección Y se tiene una rigidez promedio de 15 veces más que en la dirección X. lo anterior se explica por la diferencia en densidad de muros en cada dirección, mientras que la dirección Y están dispuestos prácticamente a todo lo largo de los ejes de borde A y K, con 15.18 m<sup>2</sup>, en los ejes de la dirección X solo hay muros en algunos ejes con un área total de 8.57 m<sup>2</sup>, es decir, es el 56 % respecto a la otra dirección. Por su parte en el edificio B también existe una diferencia significativa de rigidez en ambas direcciones, aquí es de aproximadamente 10 veces la rigidez de la dirección X respecto a la Y, en este caso una parte muy alta del área es proporcionada por los muros del eje 8 que es un eje de lindero, y en total la densidad de muros en X es de 14.57 m<sup>2</sup> contra solo 2.48 m<sup>2</sup> de la dirección corta, es decir, solo el 16% respecto a la dirección larga.

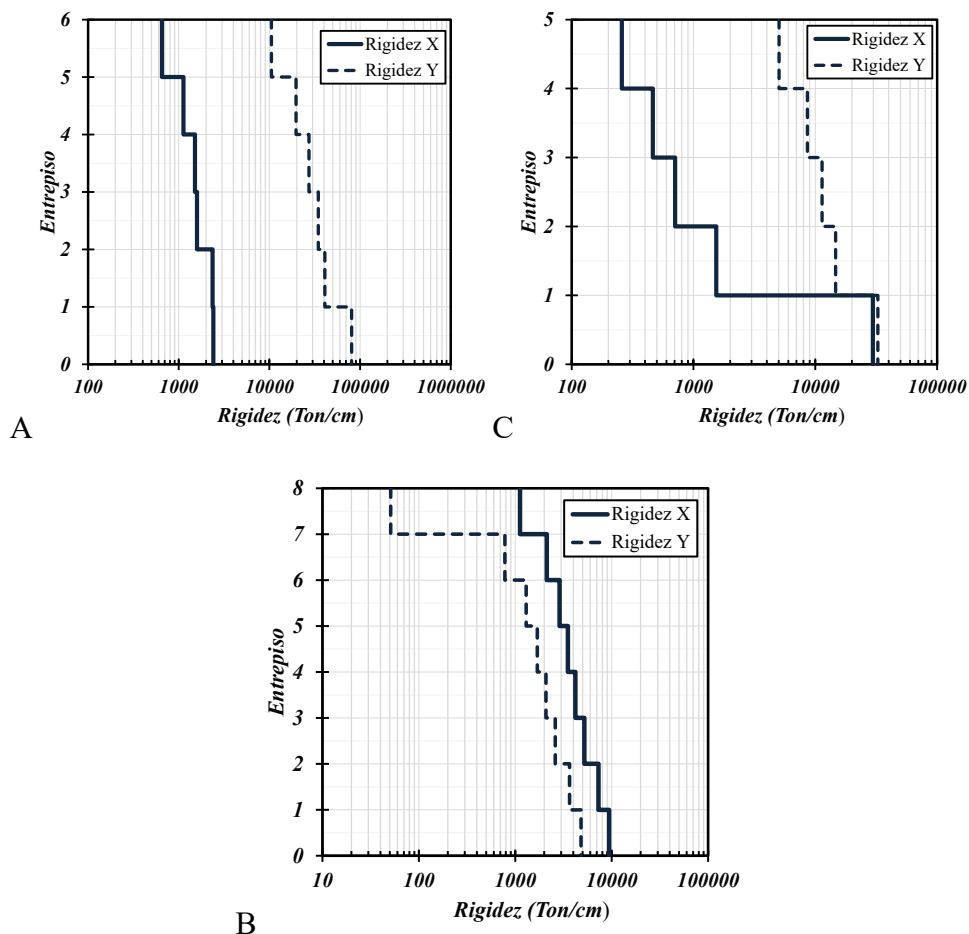


Figura 6.8 Variación de las rigideces de entrepiso en los tres edificios reales

## 6.7 CLASIFICACIÓN POR SU DISCONTINUIDAD

De acuerdo a estos resultados, los tres edificios estudiados no serían clasificados como edificios de piso flexible, porque cumplen con los requisitos de rigidez señalados en las normas. Sin embargo, estos tres sistemas con pisos de transferencia, pueden caer dentro del tipo de piso débil por la diferencia de resistencias entre los entrepisos, pero además se ajustan por completo a la irregularidad por desvío fuera del plano (Out-of-Plane Offsets Irregularity), ya que es una irregularidad vertical que se presenta cuando no están alineados los planos de los sistemas estructurales verticales (muros y marcos).

Con la finalidad de estimar la relación de resistencias entre el entrepiso de planta baja, que soporta el piso de transferencia, y el entrepiso superior, así como detectar si se trata de un piso débil se propone la siguiente expresión simplificada:

$$ResEnt = \frac{A_{mln} + 8 A_{cln} + 4 A_{ccl}}{A_{mpb} + 8 A_{cpb} + 4 A_{ccpb}} \quad (6.1)$$

donde:

ResEnt-es el parámetro que indica la proporción de resistencias de entrepiso, y tomo en cuenta la diferencia de resistencias del concreto y de la mampostería. Si es mayor a 1.5 veces se tratará de un piso débil.

$A_{mln}$ - área total de los muros de mampostería del primer entrepiso

$A_{mpb}$ - área total de los muros de mampostería de la planta baja

$A_{cln}$ - área total de los muros de concreto reforzado del primer entrepiso

$A_{cpb}$ - área total de los muros de concreto reforzado de la planta baja

$A_{ccln}$ - área total de las columnas de concreto reforzado del primer entrepiso

$A_{ccpb}$ - área total de las columnas de concreto reforzado de la planta baja

Y con el objetivo de caracterizar a los edificios con irregularidad por desvío fuera del plano debido a la estructuración con pisos de transferencia, se proponen los siguientes parámetros de discontinuidad. La discontinuidad total de un edificio se puede estimar al comparar las áreas de los elementos verticales resistentes, como muros de carga y columnas, por cada dirección principal como:

$$DiscTot(\%) = \frac{A_{dmln} + A_{dcln} + A_{dccln}}{A_{mln} + A_{cln} + A_{ccln}} \quad (6.2)$$

$$DiscEfect(\%) = \frac{A_{dmln} + 8 * A_{dcln} + 4 * A_{dccln}}{A_{mln} + 8 * A_{cln} + 4 * A_{ccln}} \quad (6.3)$$

donde:

DiscTot- es el parámetro que indica la proporción de áreas discontinuas del entrepiso sobre el piso de transferencia, sin distinguir el material.

DiscEffect- es el parámetro que indica la proporción de áreas discontinuas del entrepiso sobre el piso de transferencia, tomando en cuenta el material.

Adm1n- área total de los muros discontinuos de mampostería del primer entrepiso

Adc1n- área total de los muros discontinuos de concreto del primer entrepiso

Adcc1n- área total de columnas discontinuas de concreto reforzado del primer entrepiso

En las expresiones 2 y 3b, los parámetros toman en cuenta la diferencia entre los materiales, mampostería y concreto reforzado, para diferenciar la resistencia a fuerza cortante con base en el método UAM (Gómez et al, 2010). En la Tabla 6.16 se presentan los resultados de aplicar las fórmulas 2 y 3 a los tres edificios en estudio.

Entonces en la revisión como piso débil, solo el Edificio C, tiene un valor en el límite en una dirección, pues se calculó igual a 1.59, y el límite sería de 1.5 de acuerdo a las NTCS, el resto tiene valores menores a 1.5. Entonces tampoco se consideran como edificios con piso débil.

Sin embargo en cuanto a la discontinuidad o desvío fuera del plano, el parámetro usado aunque no muestra una correlación muy clara, en dos edificios se tienen valores muy altos de más del 60% en las direcciones más críticas, es decir, la dirección X del Edificio A y la dirección Y del edificio B.

Tabla 6.16 Áreas de los elementos estructurales resistentes y discontinuidades calculadas.

| <i>Ecuación</i>                        | <i>Edificio A DX</i> | <i>Edificio A DY</i> | <i>Edificio B DX</i> | <i>Edificio B DY</i> | <i>Edificio C DX</i> | <i>Edificio C DY</i> |
|--|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Área de columnas PB                    | 5.92                 | 5.92                 | 6.09                 | 6.09                 | 3.90                 | 3.90                 |
| Área de muros mamp. PB                 | 0                    | 2.86                 | 2.02                 | 1.5                  | 7.82                 | 7.79                 |
| Área de muros concreto PB              | 0.81                 | 1.88                 | 8.2                  | 3.55                 | 4.80                 | 0.00                 |
| Área total de muros PB                 | 0.81                 | 4.73                 | 10.22                | 5.05                 | 12.62                | 7.79                 |
| Área de Columnas 1N                    | 0                    | 0                    | 6.00                 | 6.00                 | 0.00                 | 0.00                 |
| Área de muros mamp. 1N                 | 6.12                 | 12.77                | 2.6                  | 1.20                 | 0.00                 | 11.97                |
| Área de muros concreto 1N              | 2.45                 | 2.42                 | 11.97                | 1.28                 | 6.94                 | 3.15                 |
| Área total de muros 1N                 | 4.73                 | 15.18                | 14.57                | 2.48                 | 6.94                 | 15.12                |
| Área Discontinua columnas 1N           | 0.00                 | 0.00                 | 0.00                 | 0.00                 | 0.00                 | 0.00                 |
| Área Discontinua muros mam 1N          | 6.12                 | 9.91                 | 5.22                 | 3.57                 | 0.00                 | 4.01                 |
| Área Discontinua muros concr 1N        | 1.64                 | 0.54                 | 1.71                 | 1.61                 | 2.16                 | 3.15                 |
| <b>Cociente resistente ResEnt*</b>     | <b>0.85</b>          | <b>0.77</b>          | <b>1.33</b>          | <b>0.65</b>          | <b>0.90</b>          | <b>1.59</b>          |
| <b>Discontinuidad TOTAL DiscTot</b>    | <b>91%</b>           | <b>69%</b>           | <b>34%</b>           | <b>61%</b>           | <b>31%</b>           | <b>47%</b>           |
| <b>Discontinuidad EFECT DiscEffect</b> | <b>75%</b>           | <b>44%</b>           | <b>15%</b>           | <b>46%</b>           | <b>31%</b>           | <b>79%</b>           |

\* Mayor a 1.5 se considera piso débil (weak story).



# Capítulo 7

## Análisis paramétrico de edificios con irregularidad por desvío fuera del plano

### 7.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realizó un análisis paramétrico de un edificio convencional de mediana altura estructurado a base de muros de mampostería y/o concreto, este con las mismas características que los edificios estudiados en el capítulo anterior. Se decidió plantear una estructura con las mismas características pero de menor dimensión de tal modo que fuera representativo para que pudieran realizar análisis más detallados y con variación de parámetros.

En esta sección se muestran resultados de un análisis paramétrico de modelos de edificios, con el objetivo de estudiar el efecto que tiene la interrupción de los muros en la planta baja de los edificios, es decir el impacto de la discontinuidad en elevación, y el efecto de la rigidez. Se hace énfasis en la variación de las fuerzas cortantes y axiales en los muros de carga, que muchos de los cuales descansan directamente sobre la losa de transferencia.

Este es un estudio con el propósito de caracterizar a los edificios estructurados con piso de transferencia se estudian modelos con muros discontinuos en altura conocidos como sistemas irregulares con desvío fuera del plano. Los resultados mostraron que al aumentar el área de muros que se interrumpen aumentan las fuerzas cortantes y axiales en los muros, llegando a valores que exceden hasta 3 veces las resistencias de diseño.

### 7.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Como se mencionó en la Introducción, un edificio estructurado con muros discontinuos en la planta baja puede ser clasificado como de piso débil o piso flexible; sin embargo cuando además los ejes de los sistemas planos resistentes no coinciden se cataloga como un edificios

con piso o losa de transferencia; estos edificios cuentan con una subestructura inferior la cual está compuesta por marcos resistentes a momento y muros de concreto reforzado, comúnmente de uno a dos sótanos que usualmente son utilizados como estacionamientos. Sobre este subsistema inferior se construye otra estructura intermedia, que corresponde al piso de transferencia, finalmente, el cuerpo superior del edificio conformado por muros de mampostería, concreto o una combinación de ambos, en la mayoría de los casos de 4 a 6 niveles sobre el piso de transferencia. En muchas ocasiones el entrepiso más vulnerable (flexible o débil) no es la planta baja sino el primer nivel.

El modelo estudiado en este capítulo es propuesta de un modelo con características similares a los planos de edificios reales, tomando en cuenta lo discutido en el capítulo anterior con la finalidad de obtener resultados que pueden representar a edificios reales construidos con este mismo criterio.

El objetivo en este capítulo es el estudio del cambio de rigidez en la planta baja de la estructura así como el efecto de las fuerzas cortantes que afectan a los elementos estructurales como lo son los muros mampostería y/o concreto. Una de las características que puede definir a este tipo de modelos es el área libre que puede tener la estructura ya que puede ser un factor que represente la discontinuidad de la estructura.

El modelo analizado es una estructura de cinco niveles una planta baja y cuatro entrepisos, la estructura tiene una altura de 15.5 m con entrepisos de 3 m y 3.5 m en la planta baja. Los modelos estudiados son de dos tipos: a) un modelo es aquel no tiene muros discontinuos y es aquel que se toma como referencia para comparación de los otros modelos (ver Figura 7.1 ), b) los otros modelos son aquellos que tienen algunos muros discontinuos en la planta baja (ver Figura 7.2). Los modelos del tipo b algunos están estructurados en la planta baja a base de vigas, columnas de concreto y losa maciza, los siguientes niveles son de muros de concreto y/o mampostería confinada y losa maciza.

### 7.2.1 Características estructurales

La estructura que se estudia en esta sección tiene los siguientes elementos estructurales con las siguientes características que se mencionan a continuación. Los elementos resistentes se revisaron que en la mayoría de los casos soportaran dichas fuerzas.

- a) Columnas 50 x 50 cm
- b) Vigas principales 25 x 50 cm
- c) Vigas secundarias 20 x 40 cm
- d) Losa maciza 12 cm de espesor
- e) Muros de concreto de 15 cm de espesor
- f) Muros de mampostería de 15 cm de espesor
- g) Dalas de 15 x 30 cm
- h) Castillos de 15 x 15 cm

A continuación se muestran los diferentes modelos que fueron los que se utilizaron en este estudio, estos mismos modelos se estudiaron pero con muros de concreto.

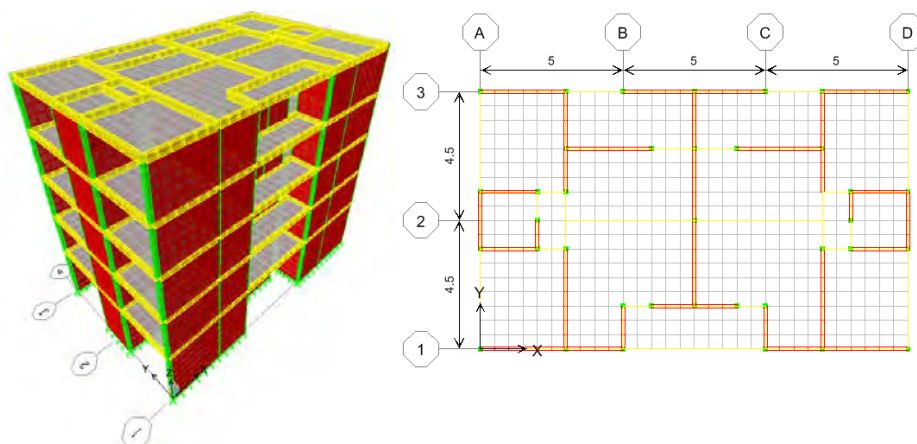


Figura 7.1 Modelo del edificio con muros continuos (MMC)

Todos los modelos se analizaron en el programa ETBS9.6, donde se hizo una discretización de todos los elementos para obtener mejores resultados, la discretización se hizo para losas y muros con elementos de 50x50 cm, en vigas y columnas de 50 cm.

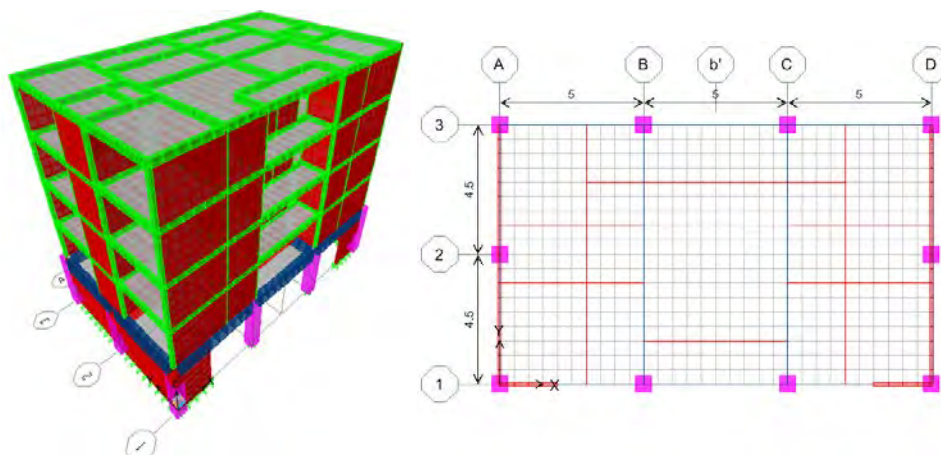


Figura 7.2 Modelo de edificio con muros discontinuos (MMD2)

En la siguiente Tabla 7.1 se describen los nombres que se utilizan para cada uno de los modelos en muros de mampostería.

Tabla 7.1 Modelos que fueron analizados

| Modelo | Descripción                         |
|--------|-------------------------------------|
| MMC    | Modelo de Mampostería continuo      |
| MMD1   | Modelo de Mampostería Discontinuo 1 |
| MMD2   | Modelo de Mampostería Discontinuo 2 |
| MMD3   | Modelo de Mampostería Discontinuo 3 |
| MMD4   | Modelo de Mampostería Discontinuo 4 |
| MMD5   | Modelo de Mampostería Discontinuo 5 |
| MMD6   | Modelo de Mampostería Discontinuo 6 |

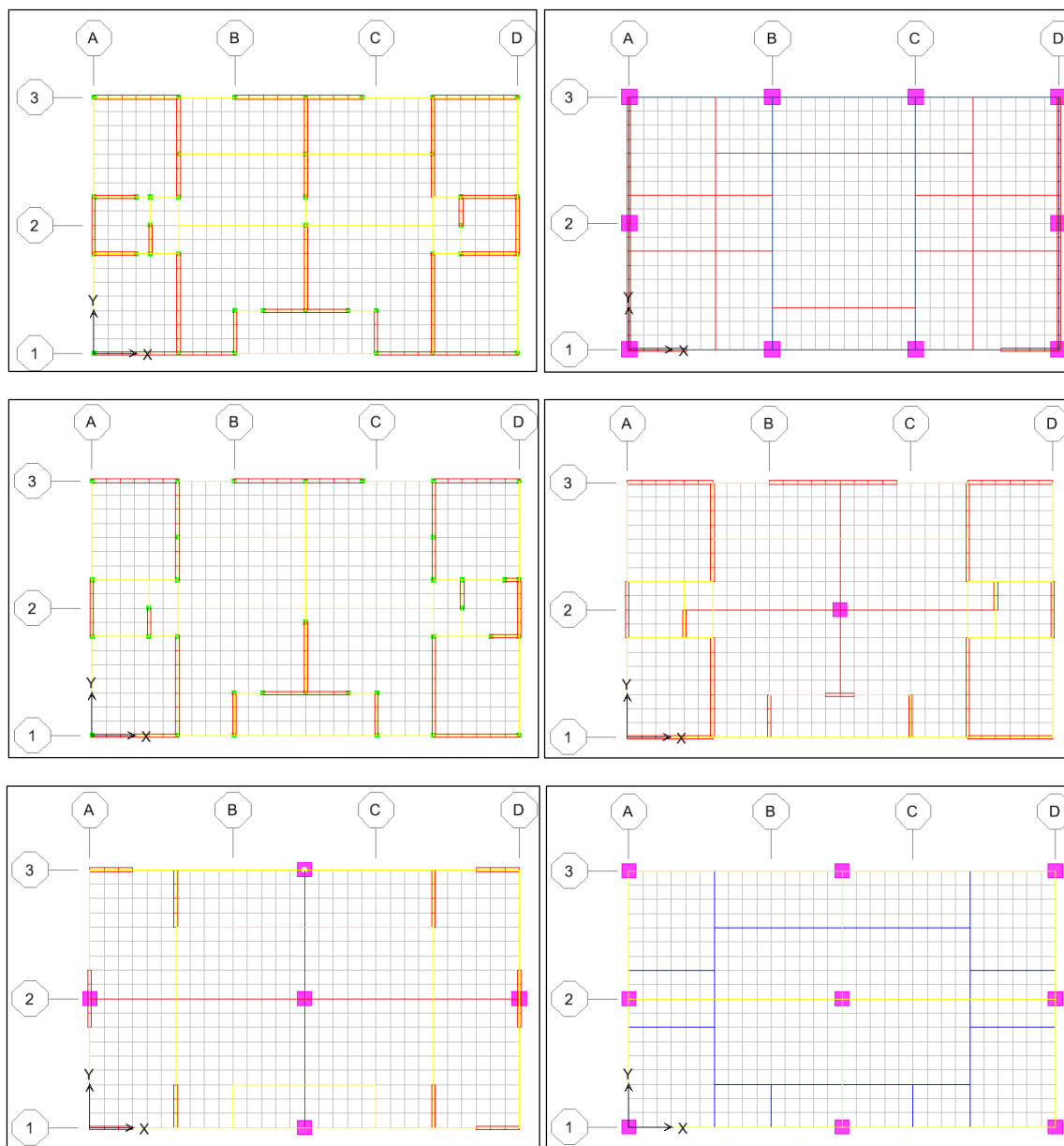


Figura 7.3 Planta baja de los diferentes casos de los modelos discontinuos estudiados, MMD1, MMD2, MMD3, MMD4, MMD5 y MMD6

### 7.3 ANÁLISIS DE CORTANTES (MUROS MAMPOSTERÍA)

Se realizó un análisis por cargas gravitacionales, otro por cargas combinadas para revisar que los elementos de la planta baja resisten las demandas de fuerzas sísmicas, fuerzas verticales y combinadas. Se calcularon los cortantes para cada uno de los muros en todos los niveles con el objetivo de hacer una revisión sobre el efecto que tiene un piso flexible en la planta baja. Para cada uno de los muros se calculó la fuerza cortante y axial debido a cargas verticales así como a carga combinada.

Se definieron dos grupos de modelos, el primero de mampostería que incluye los casos MMD1, MMD2, MMD3, MMD4, MMD5 y MMD6, de tal manera que fuera variando la rigidez de la planta baja ( $K_b$ ) respecto al primer nivel ( $K_1$ ), en 80%, 67 %, 60%, 50%, 40% y 20%. Las propiedades de los materiales asignados en los modelos son como sigue, peso volumétrico de 2400 kgf/m<sup>3</sup>, para el concreto reforzado y una resistencia a la compresión de 250 kg/cm<sup>2</sup>, excepto en los castillos donde se usó  $f'_c=150$  kg/cm<sup>2</sup>. El módulo de elasticidad se definió de acuerdo a la fórmula propuesta por la NTC-2004. En la mampostería se usó una resistencia a la compresión de 50 kg/cm<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad de 15,000 kg/cm<sup>2</sup>. Para el acero de refuerzo se supuso  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. A los muros de mampostería se asignó un espesor de 12 cm, y de 15 cm para los de concreto. Los muros de mampostería son confinados por castillos de 15x15 cm ubicados de acuerdo a las NTCEM. Se usaron vigas principales y secundarias de sección transversal de 30x60 cm y 25x55 cm respectivamente, y columnas de 60x60 cm. El espesor de la losa de transferencia es de 12 cm. El diseño y análisis de los modelos se realizó de acuerdo al RCDF y sus Normas Técnicas, se utilizó un coeficiente sísmico correspondiente a la zona IIIB y  $Q = 2$ .

En la siguiente figura se muestra la nomenclatura que se utilizó para cada uno de los muros, esta nomenclatura es utilizada para todos los niveles.

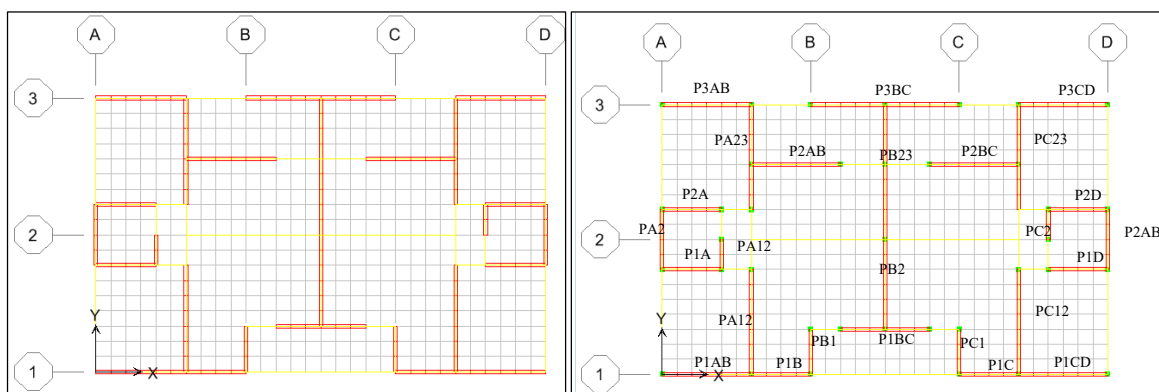
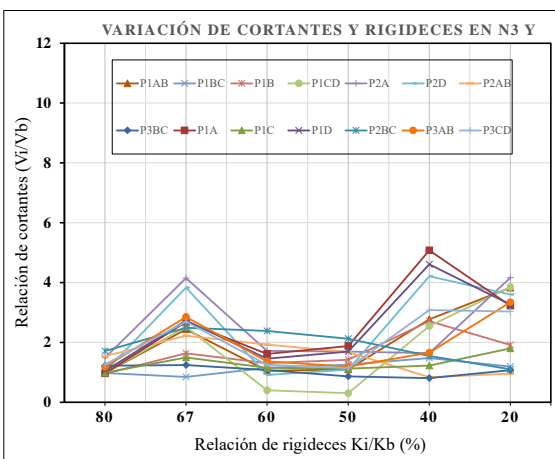
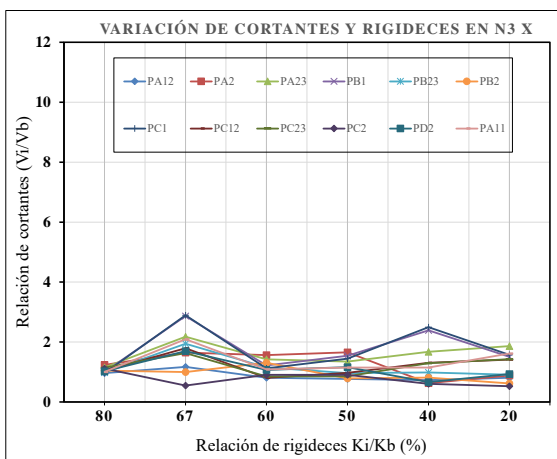
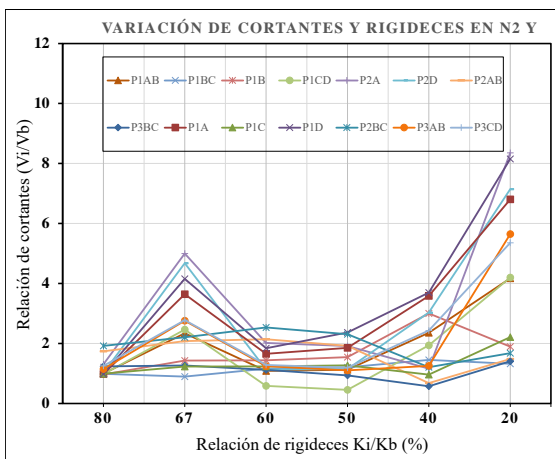
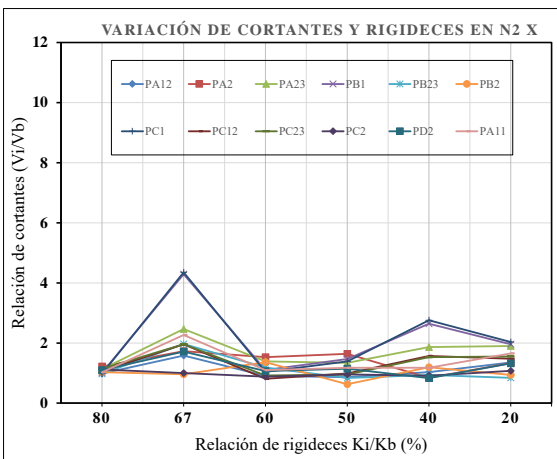
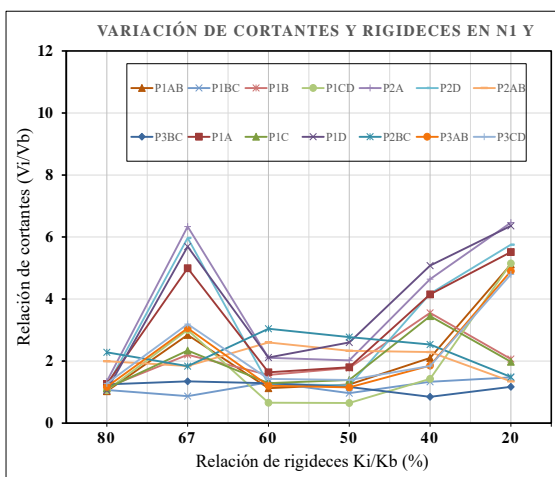
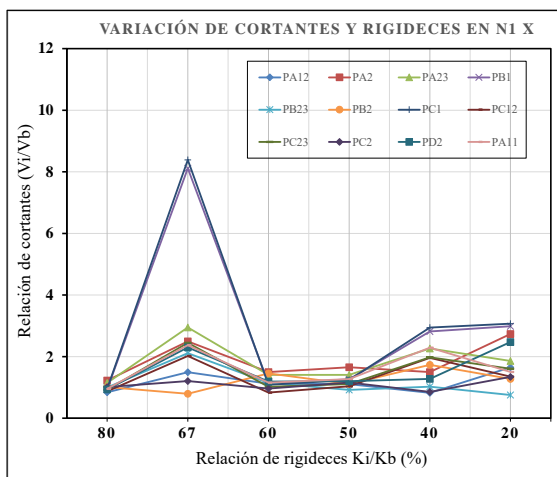


Figura 7.4 Nomenclatura para los muros de mampostería y concreto

Los resultados del análisis de los modelos sometidos a la condición de carga gravitacional, y a la condición de carga gravitacional más carga por sismo se presentan a continuación, las cortantes en los muros del primer nivel de todos los modelos de mampostería se muestran en la Tabla 7.2, y en la Figura 7.5 se presentan los cocientes de las fuerzas cortantes en los muros de los niveles uno y dos de cada modelo discontinuo entre las cortantes de Modelo Continuo Básico (MCB) para cada una de las direcciones transversales de los modelos; se puede observar que en la dirección X los cortantes se incrementan hasta más de tres veces en la mayoría de los muros de los entresijos uno y dos, aunque en dos muros se eleva hasta 9 veces para la rigidez del 67%. Y en la dirección Y, son mayores los cocientes pues en muchos casos superan las 6 veces, incluso en el segundo entresijo llega hasta 8 veces.



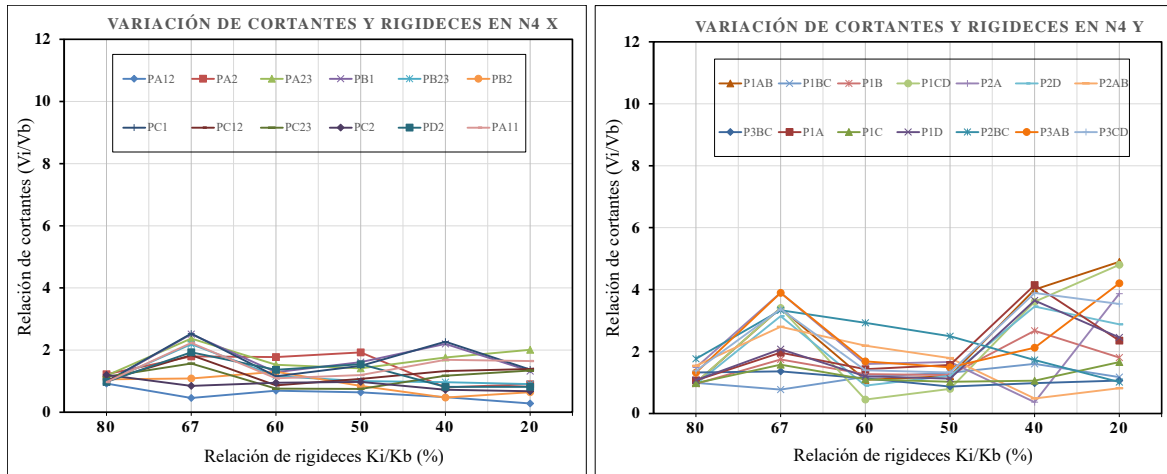


Figura 7.5 Variación de los cocientes de las fuerzas cortantes en entrepisos 1, 2, 3 y 4 de los diferentes modelos discontinuos entre el modelo continuo, condición C vertical + C sismo

En la Figura 7.6 se presentan el cociente de las fuerzas cortantes de la condición combinada (carga vertical más lateral) entre las respectivas resistencias, se tiene de acuerdo a esta figura, que varios de los muros exceden su capacidad resistente para todos los casos de discontinuidad sobre todo para el modelo del 67% de rigidez que supera el valor de 3. Las cortantes resistentes en los muros se estimaron según las NTCEM, que proponen que la fuerza cortante de diseño resistente de muros de mampostería confinada está dada como:

$$V_{mR} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T \quad (7.1)$$

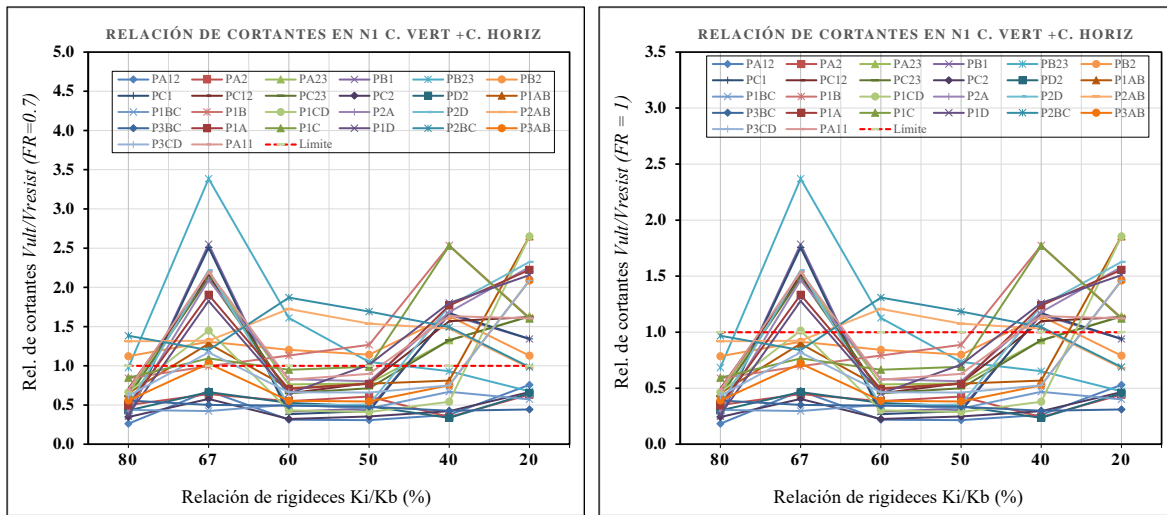


Figura 7.6 Relación entre las fuerzas cortantes últimas y las resistentes

Tabla 7.2 Áreas discontinuas de los modelos estudiados

| Modelo             | MCB  | MMD1 | MMD2 | MMD3 | MMD4 | MMD5 | MMD6 |
|--------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| Rigidez PB         | 100% | 80%  | 67%  | 60%  | 50%  | 40%  | 20%  |
| Área discontinua X | 0%   | 30%  | 77%  | 45%  | 48%  | 57%  | 51%  |
| Área discontinua Y | 0%   | 3%   | 33%  | 11%  | 18%  | 30%  | 39%  |

Por otra parte, se observa que las fuerzas axiales en los muros también cambian de manera significativa respecto al caso básico continuo, como se puede comprobar para el caso de carga gravitacional que se muestran en la Figura 7.7, los resultados indican que las fuerzas generadas por esta condición de carga se va incrementando a medida que aumenta la discontinuidad de los muros (sobre todo 40% y 20% de rigidez), excepto para el caso 67% donde son valores muy altos.

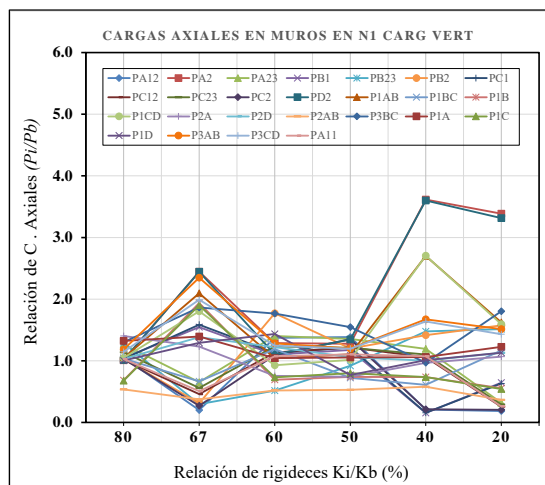


Figura 7.7 Variación de las fuerzas axiales calculadas en los diferentes modelos estudiados

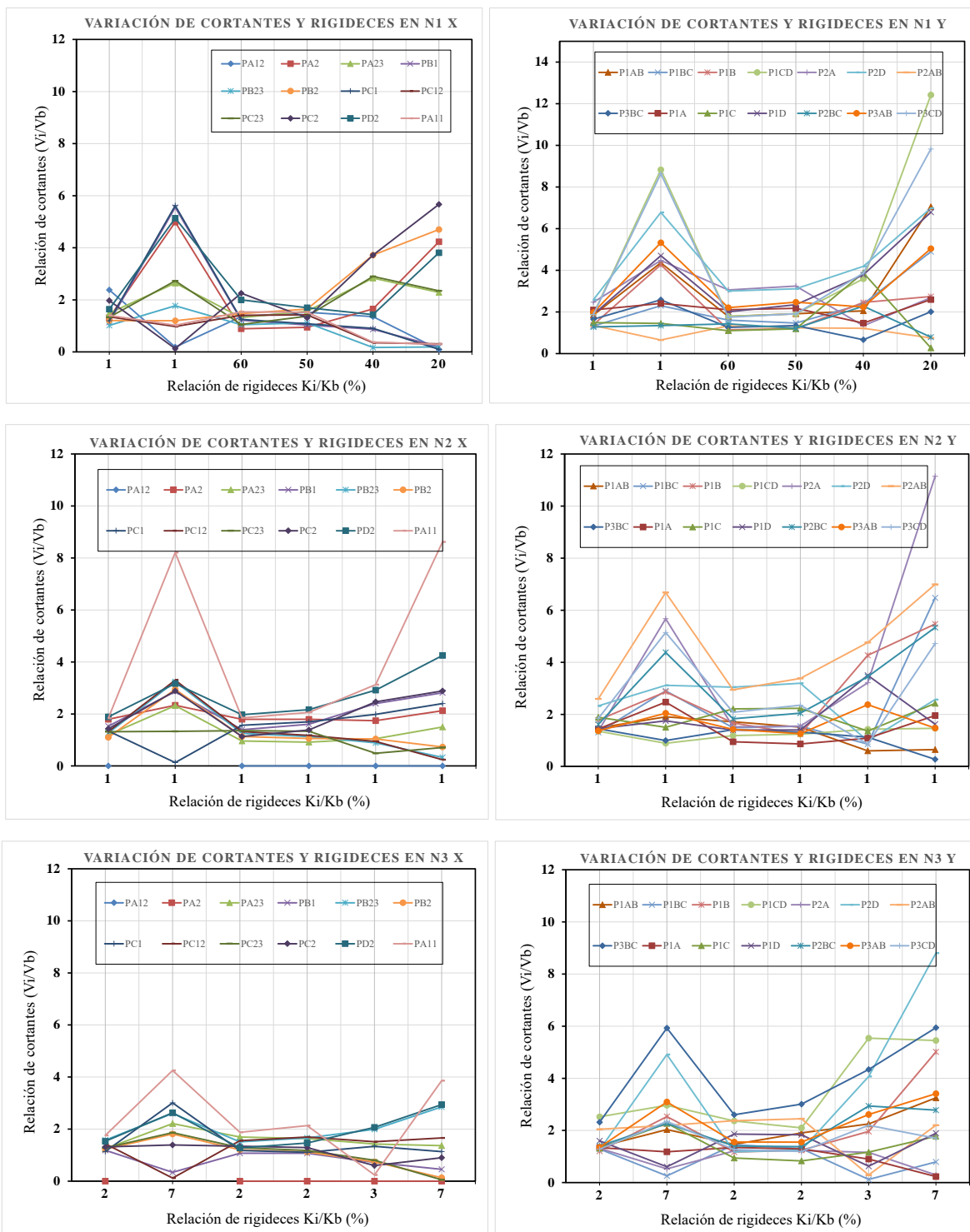
#### 7.4 ANÁLISIS DE CORTANTES (MUROS CONCRETO)

En esta sección se realizó un análisis por cargas gravitacionales otro por cargas combinadas para revisar que los elementos del primer nivel resisten las demandas de fuerzas sísmicas, fuerzas verticales y combinadas, de la misma manera como en la sección anterior.

Se definió un segundo grupo de modelos MCD1, MCD2, MCD3, MCD4, MCD5, MCD6 y MCC, correspondientes al mismo nivel de rigidez que en el caso de mampostería.

Los resultados del análisis de los modelos sometidos a la condición de carga gravitacional, y a la condición de carga gravitacional más carga por sismo se presentan a continuación, las cortantes en los muros del primer nivel de todos los modelos de concreto se muestran en la Figura 7.8 se presentan los cocientes de las fuerzas cortantes en los muros de los niveles uno y dos de cada modelo discontinuo entre las cortantes de Modelo Continuo Básico (MCC) para cada una de las direcciones transversales de los modelos





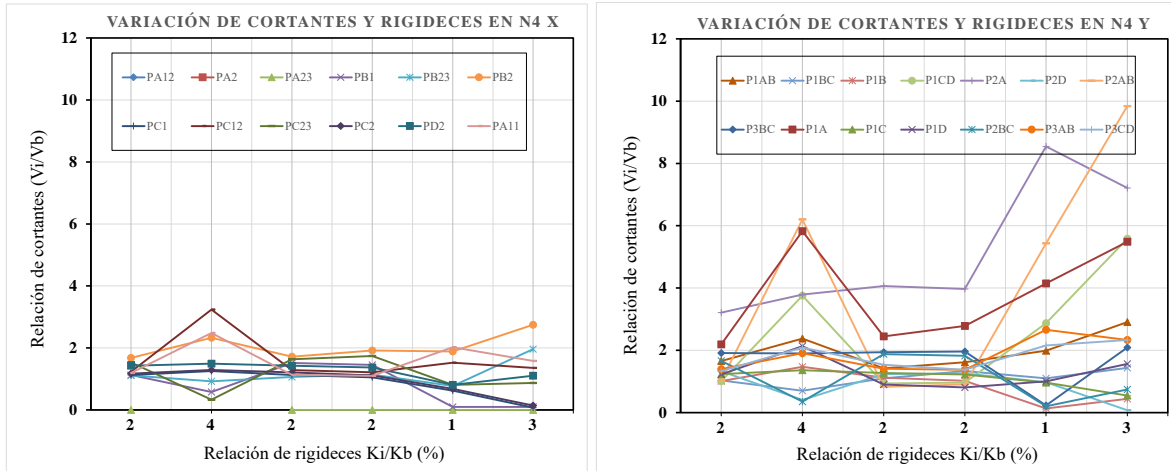


Figura 7.8 Variación de los cocientes de las fuerzas cortantes en entrepisos 1, 2, 3 y 4 de los diferentes modelos discontinuos entre el modelo continuo, condición C vertical + C sismo

En la Figura 7.9 se presentan el cociente de las fuerzas cortantes de la condición combinada (carga vertical más lateral) entre las respectivas resistencias, se tiene de acuerdo a esta figura, que la mayoría de los muros tienen la capacidad de resistir las demandas ya que se trata de un material mucho más resistente que la mampostería salvo en dos casos que se encuentran al límite. Las cortantes resistentes en los muros se estimaron según las NTCEC, que proponen que la fuerza cortante de diseño resistente de muros de concreto confinada está dada como (Esta ecuación está definida y la descripción de cada uno de los términos en el capítulo 5):

$$V_{cR} = 0.85F_R\sqrt{f_c^*}tL \quad (7.2)$$

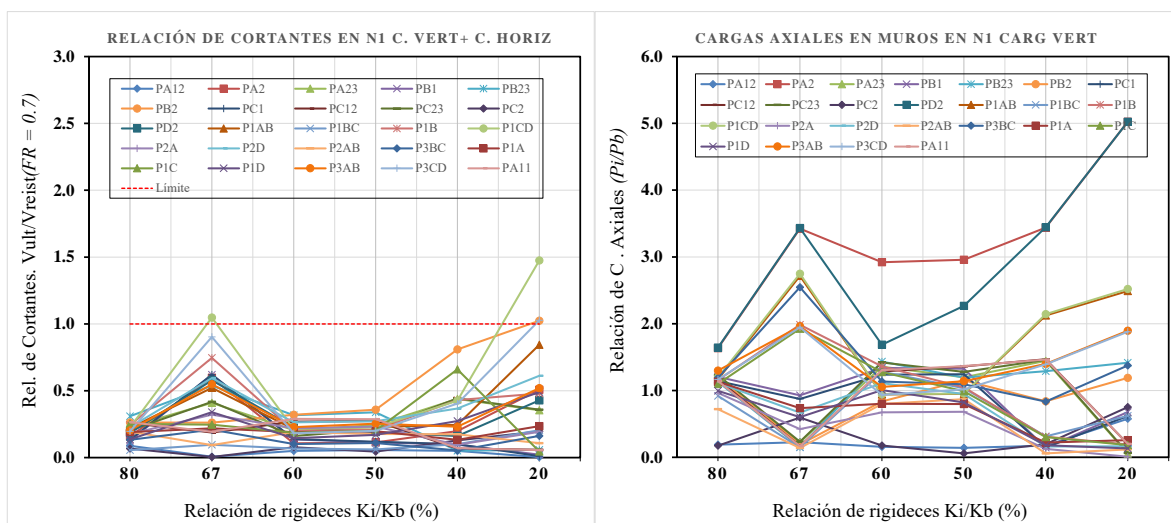


Figura 7.9 Relación entre las fuerzas cortantes últimas y las resistentes MC

## 7.5 CORTANTES EN OTROS SISTEMAS DE PISO EN PB

También se realizó el estudio de otro tipo de modelos como se mencionó en el primer capítulo, esto consiste en el estudio de otros sistemas de piso como losa de transferencia. Se muestran dos tipos de sistemas: a) es un sistema de losa maciza con vigas secundarias poco espaciadas como se muestra en la Figura 7.10 (izquierda), b) este es un sistema con un tipo de losa aligerada (casetones) Figura 7.10 (derecha).

El modelo con vigas secundarias poco espaciadas tiene vigas primarias como se especifican en la sección 7.2.1 y con vigas secundarias de 20x50 cm a cada metro en la dirección corta y con una losa de 10 cm de espesor.

El segundo modelo es considerado como una losa aligerada (casetones) con vigas primarias según la sección 7.2.1, nervaduras 10x25 cm formando casetones 40x40 cm y un firme de compresión de 5 cm de espesor. (Ver Figura 7.10 derecha)

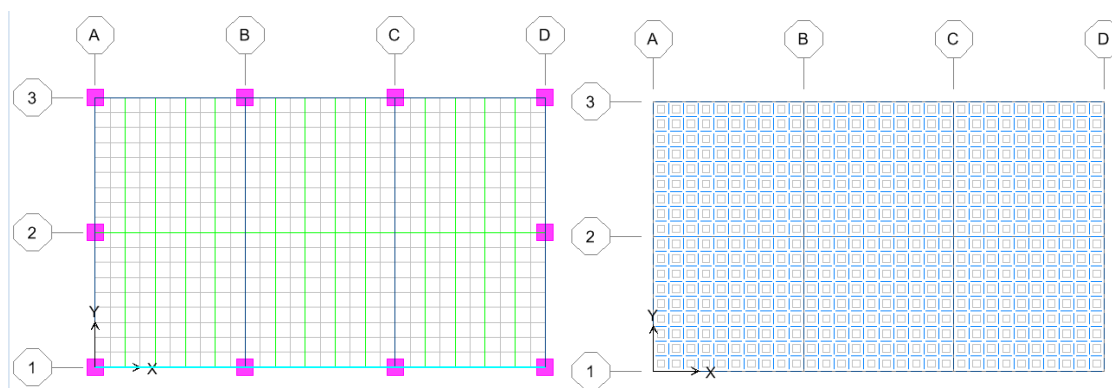


Figura 7.10 Sistema de piso Losa con vigas poco espaciadas (izquierda), Losa aligerada (derecha)

Los diferentes sistemas para este estudio se definieron como LM (modelo con losa maciza), LN (losa con vigas secundarias) y LA (losa aligerada).

Se calcularon los cortantes de los muros producidos por cargas combinadas y cargas verticales, los análisis se realizaron de la misma manera que los anteriores, en la siguiente Figura 7.11 se presentan los coeficientes de cortantes de los muros del primer nivel ante carga combinada, donde se puede observar que los nuevos sistemas de piso disminuyen un pequeño porcentaje los cortantes de los muros que presentan coeficientes más altos, pero la gran mayoría de los muros presenta una demanda de cortantes muy constante para los tres sistemas de piso.

Según los resultados obtenidos se podría decir que el tener un área libre muy grande induce a que los cortantes no cambien en gran medida para los diferentes sistemas de piso, por lo que una nueva propuesta sería que se colocaran columnas al centro del claro para tener claros más cortos.

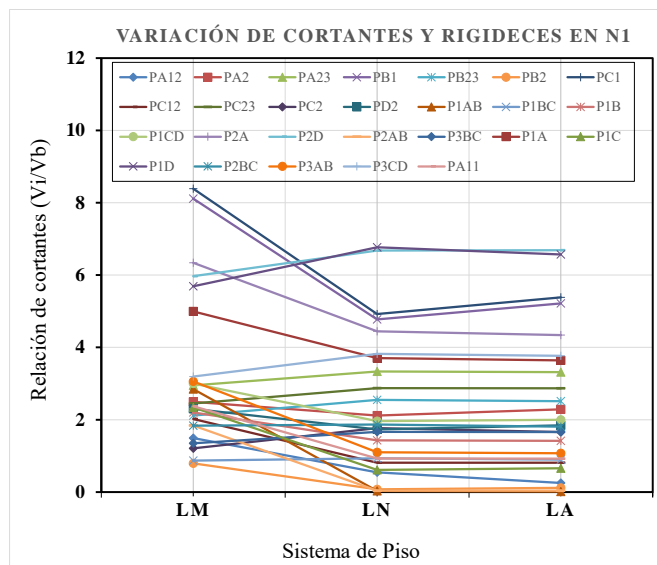


Figura 7.11 Variación de los cocientes de las fuerzas cortantes en el primer entrepiso ante carga combinada para los tres sistemas de piso.

## 7.6 CONCLUSIONES Y/O OBSERVACIONES

El modelo que cumple con el 67% de la rigidez presenta un cierto número de muros con demandas de cortantes grandes; esto se debe que al tener una área libre muy grande provoca que se presente mayor demanda en los cortantes por la distribución de los axiales, aunque se trata de un modelo estructurado a base de marcos a momento con elementos más robustos.

En algunas estructuras se cumple con la rigidez y resistencia que especifica el RCDF entre un nivel y otro, pero se observa que en algunos casos no es suficiente para que no se considere como una estructura vulnerable, ya en la mayoría es por tener losas de transferencia con claros muy grandes o un gran número de discontinuidad de los elementos verticales.

El tener áreas libres muy grandes provoca que se tenga que diseñar una estructura con elementos más grandes y revisar más rigurosamente todos los elementos mecánicos de cada uno de los elementos resistentes.

## CONCLUSIONES /OBSERVACIONES

De acuerdo con los resultados mostrados, se puede determinar que el espesor de la losa no influye en gran medida en la rigidez de la losa para cargas menores a las de servicio. Para espesores de entre 15 y 20 cm, la rigidez se ve menos afectada por el espesor de la losa.

La rigidez de una losa de transferencia se ve más afectada para modelos losa-muro con relación  $a/l$  (ancho losa / longitud muro) menores a 2.

Cuando existen muros en la losa se debe realizar un análisis a detalle de los elementos mecánicos a los que se puede estar sometida la losa cuando actúan muros por carga gravitacional y carga lateral, porque como ya se pudo observar existen grandes demandas de momentos en puntos estratégicos de la losa.

Como uno de los resultados notables se encuentra que, ante cargas verticales y laterales, los momentos máximos, positivos y negativos, en losas que soportan muros se concentran en los bordes de los muros; y son mayores a los proporcionados por la capacidad de la losa para la condición de servicio de carga vertical (por tanto a los especificados en las NTC); mientras que cuando se aplica carga lateral estos se incrementan mucho más.

Se puede hacer una observación que los coeficientes que tienen las normas para el diseño de losas no son suficientes por lo que para losas con muros discontinuos se debe realizar un análisis más detallado para el cálculo de los momentos.

Un diseño de losas tradicional por cargas verticales, es insuficiente para cuando se tienen muros de carga que resisten cargas laterales.

Aunque el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal da algunas ayudas para el diseño de losas cuando se tienen muros solo por carga gravitacional, no en todos los casos y direcciones y de la losa satisfacen las demandas que presenta la losa.

Otro punto importante que cabe destacar es que cuando se tienen muros sobre losas los momentos máximos no se encuentran en el centro de la losa sino en los extremos del muro donde se encuentra una gran concentración de esfuerzos para las dos direcciones.

Para satisfacer estas demandas podría resolverse agregando más acero de refuerzo en la losa con un espesor mayor al que comúnmente se utiliza o en su caso con una trabe que ayude a resistir al muro.

Se observó que cuando se tienen muros sobre losas y van a resistir cargas laterales los momentos son casi de la misma magnitud en los dos lechos de acero, por lo que se recomienda colocar la misma cuantía de acero en los dos lechos.

En algunas estructuras se cumple con la rigidez y resistencia que especifica el RCDF entre un nivel y otro, pero se observa que en algunos casos no es suficiente para que no se considere como una estructura vulnerable, ya en la mayoría es por tener losas de transferencia con claros muy grandes o un gran número de discontinuidad de los elementos verticales.

El tener áreas libres muy grandes provoca que se tenga que diseñar una estructura con elementos más grandes y revisar más rigurosamente todos los elementos mecánicos de cada uno de los elementos resistentes.

Los resultados más relevantes de este análisis paramétrico mostraron que al aumentar la discontinuidad, es decir, a medida que existen más muros que se interrumpen y no se desplantan en la base sino que se apoyan en el piso de transferencia, aumentan las fuerzas cortantes y axiales en los muros de carga, llegando a valores que exceden a las resistencias nominales y de diseño hasta en más de 3 veces.

Además se revisaron tres edificios reales para verificar tres requisitos para edificios con irregularidades verticales: piso flexible (soft story), piso débil (weak story) y con desvío fuera del plano. Ninguno de los tres inmuebles se considera piso flexible, porque en todos los casos la rigidez del entrepiso de planta baja fue superior, en ambas direcciones principales. Respecto a la revisión como piso débil, se usó una expresión simplificada que estima de manera aproximada la relación de resistencia entre dos entrepisos, y de acuerdo a ella se encontró que solo el Edificio C, tiene un valor en el límite en una dirección, pues se calculó igual a 1.59, y el límite sería de 1.5 de acuerdo a las NTCS, el resto tiene valores menores a 1.5. Entonces tampoco se consideran como edificios con piso débil.

Sin embargo la tercera irregularidad, es decir, el desvío fuera del plano indica que el parámetro usado aunque no muestra una correlación muy clara, en dos edificios se tienen valores muy altos de más del 60% en las direcciones más críticas, es decir, la dirección X del Edificio A y la dirección Y del edificio B. Entonces se recomienda que en el diseño conceptual de los edificios no se exceda del 40% del área total de muros discontinuos. Además los elementos colectores y de conexión que transfieren las cargas laterales deben diseñarse incrementado la fuerza de diseño en un 25%.

El modelo que cumple con el 67% de la rigidez presenta un cierto número de muros con demandas de cortantes grandes; esto se debe que al tener una área libre muy grande provoca que se presente mayor demanda en los cortantes por la distribución de los axiales, aunque se trata de un modelo estructurado a base de marcos a momento con elementos más robustos.

## Anexo A

Para mostrar el efecto que tiene la flexibilidad de los diafragmas sobre la distribución de las fuerzas cortantes en los muros, se presenta el siguiente ejemplo. El modelo consiste de una estructura de 3 niveles con muros y losas planas, como se observa en la Figura A.1, se analizó en ETABS considerando dos situaciones, primer suponiendo que el diafragma es rígido, y después como flexible, para verificar los resultados obtenidos y poder calibrar un modelo sencillo con muros a cortante. Los datos se basan de un artículo de Naeim y Boppana (2001)

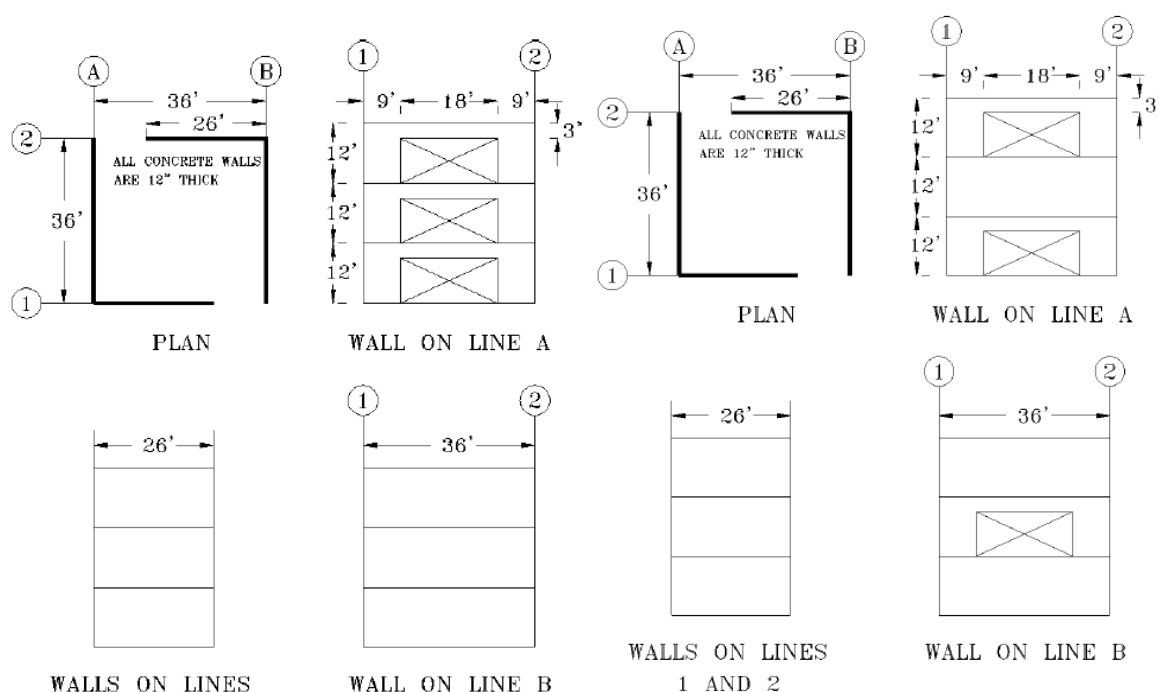


Figura A.1 Plano de elevación de edificio de 3 niveles con muros a cortante (figura izquierda caso de simetría en muros, derecha muro con asimetría en rigidez o muros con huecos)

El edificio tiene geometría regular, de 11 m de largo x 11 m de ancho y una altura de entrepiso de 3.65 m, los elementos estructurales son muros de concreto de 30.5 cm de espesor y losas planas de 20.3 cm de espesor. Se le aplica un patrón de cargas estáticas de 10.886 t, 21.772 t y 33.112 t en el primer nivel, segundo y tercero respectivamente en el centro de masas. Los detalles se muestran en las figuras 4 y 5 los elementos estructurales y su distribución.

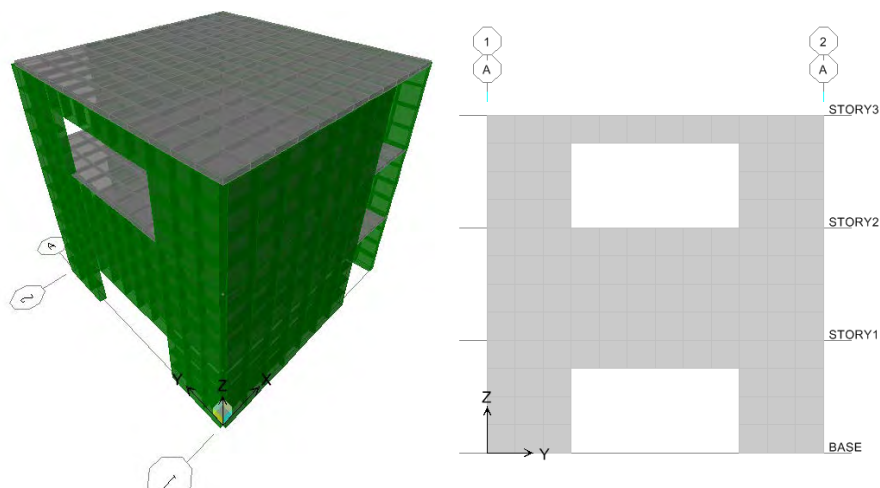


Figura A.2 Modelo 2 que se representa en la figura 1 (derecha)

En la Figura A.3 se muestran los cortantes reportados por el trabajo realizado por Naeim y Boppana correspondientes a los muros A y B para los tres niveles, donde se puede observar un cambio de cortante en los muros debido a los cambios bruscos de rigidez.

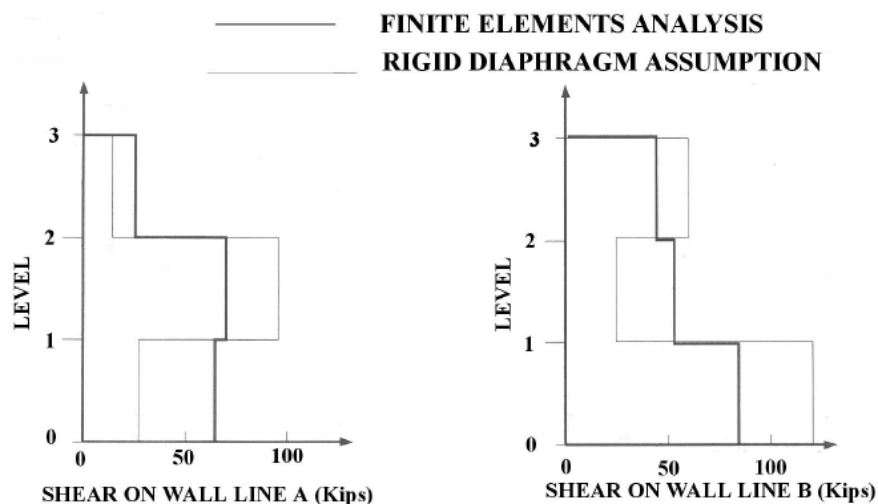


Figura A.3 Fuerzas cortantes de los muros A y B (modelo 2) resultados de Naeim y Boppana.

A continuación se muestran las gráficas de los cortantes para el modelo 1 que se muestra en la Figura A.1, donde se observa que los muros no tienen discontinuidades o cambios bruscos de rigidez entre un nivel y otro. Dando como resultado que las fuerzas cortantes entre un sistema con y sin diafragma no cambia uno con respecto al otro, se pueden observar resultados muy semejantes.

En el modelo 2 se observa que si existe una diferencia significativa en la distribución de los cortantes para los muros A y B, para el muro A cuando se considera el sistema de piso sin diafragma la demanda de los cortantes en el primer y último nivel son más grandes en un 15



por ciento con respecto a los correspondientes de diafragma rígido, y para el segundo nivel el cortante es más pequeño en la misma proporción.

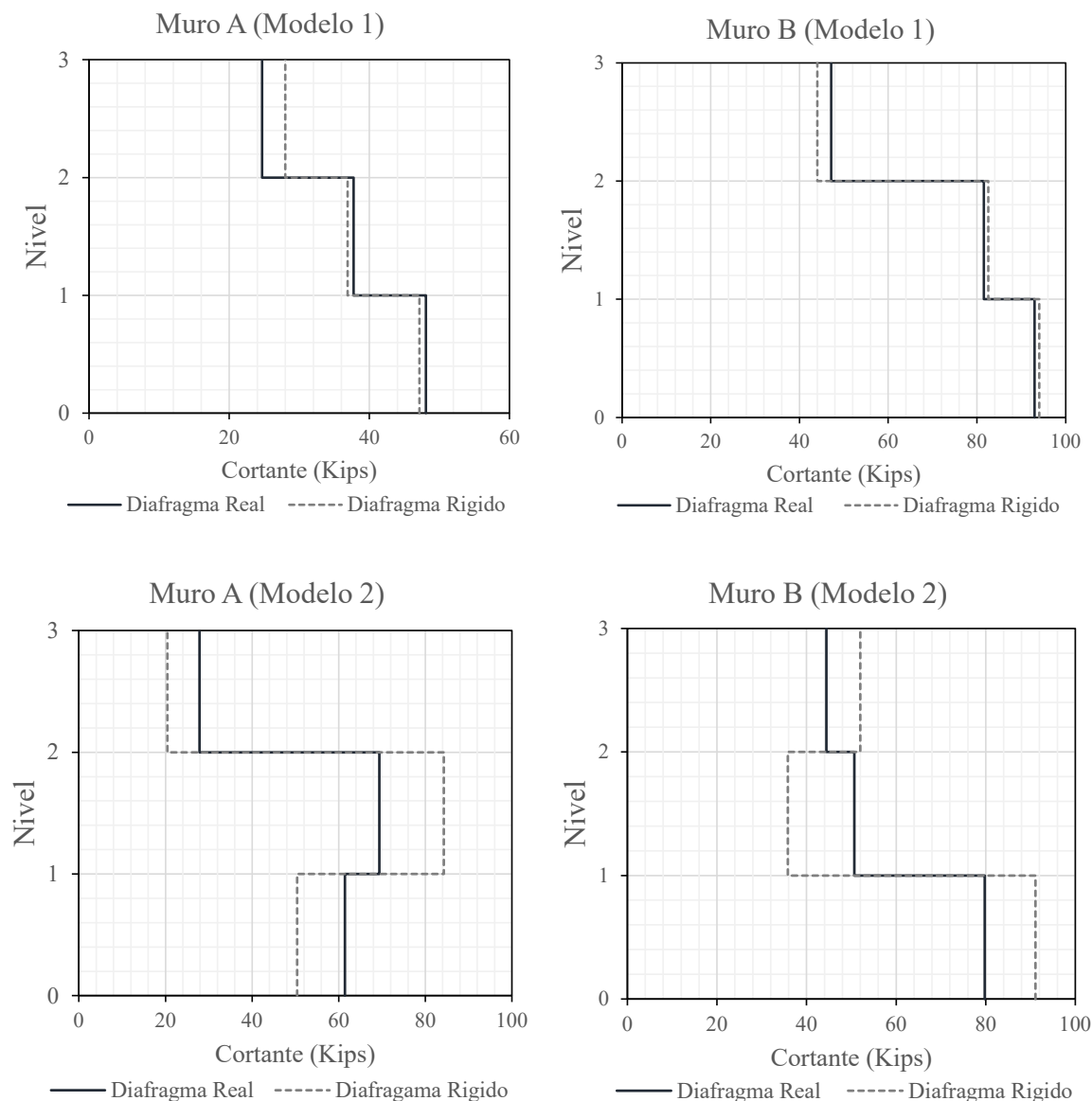


Figura A. 4 Resultados de los análisis de los dos modelos

En el muro B del modelo 2 también muestra grandes diferencias en la distribución de cortantes, en el primer y último nivel las fuerzas cortantes son más pequeñas en un 15 por ciento con respecto a las correspondientes a diafragma rígido; en este caso las fuerzas son lo contrario al muro A.

Se observa en la figura 4 en el primer nivel la demanda de cortantes es de aprox. 90 Kip y para el segundo nivel la demanda es de aprox. 35 kip lo que representa que primero se tiene una demanda muy grande y después se suaviza, esto nos indica que los muros se deben diseñar o revisar con cargas muy grandes.

Dado los resultados de los dos modelos analizados anteriormente se puede concluir que al diseñar un sistema de piso sin diafragma o con diafragma rígido es una decisión del diseñador que debe tomar de tal forma que se idealice de la manera más correcta el sistema de piso, para no sobredimensionar a los elementos o el caso más crítico que los elementos estructurales sufran demandas no previstas en el diseño.

## REFERENCIAS

ASCE Standard (2010) *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineering, Virginia USA.

Gómez Soberón, C., Gómez Bernal, A., González Cuevas, O., Terán, A., Ruiz Sandoval, M. (2009), “*Evaluación del diseño sísmico de estructuras nuevas ubicadas en la Colonia Roma del Distrito Federal*”. Proc. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Puebla, México, Noviembre.

Gómez Bernal, A., Manzanares P. D., (2013) “*Comportamiento de edificios discontinuos en altura y con pisos de transferencia*” Memorias XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, Veracruz, Ver. Noviembre.

Gómez Bernal, A., Manzanares P. D., Vargas A. O., Arellano M. E., Juárez G. H. y González C. O., (2015) “*Estudio Experimental y Numérico de un Prototipo Losa-Muro de Transferencia*” Revista Concreto y Cemento Investigación y Desarrollo, Vol. 6, núm. 2, págs. 30-47, enero-junio.

Vargas Arguello, O.S. (2014), “*Diseño, construcción y ensaye ante carga cíclica de un prototipo losa-muro a escala natural*”. Tesis de Maestría, para obtener el grado de Maestro en Estructuras. Julio. Posgrado en Ing. Estructural, CBI-UAM.

Manzanares Ponce, D. A. (2013), “*Comportamiento de edificios estructurados con losa de transferencia*”. Tesis de Maestría, para obtener el grado de Maestro en Estructuras. Mayo. Posgrado en Ing. Estructural, CBI-UAM.

Gobierno del D.F. Gaceta Oficial (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, NTCDC.

Gobierno del D.F. Gaceta Oficial (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*, NTCDM.

Gobierno del D.F. Gaceta Oficial (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004). Gaceta Oficial del Gobierno del D. F. México.

Comité ACI-318, “*Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*” (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05), American Concrete Institute, 2005.

Gonzales Cuevas, F. Robles, “*Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*”, 4ta. Ed., LIMUSA, 2005.

Gamble, William L., and Park, Robert. “*Reinforced concrete slabs*”, 2nd. Ed., John Wiley & Sons, Inc., 2000.

- Arthur H., Nilson – George, “*Diseño de estructuras de concreto*”, Winter, Ed. Mc. Graw Hill, 11ª edición, 1994
- R.E. Woodring, C.P. Siess, “*An Analytical Study of the Moments in Continuous Slabs Subjected to Concentrated Loads*”, Structural Research Series No. 264, 1963.
- S. Timoshenko, S. Woinowski-Krieger, “*Theory of Plates and shells*”, 2nd. Ed., McGraw-Hill, 1959.
- ANSYS, “ANSYS 12.01”, ANSYS Inc. Estados Unidos, 2009.
- S.M. Alcocer, L.E. Flores, “*Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada*”, CENAPRED, 2001.
- A. Tena Colunga, A Juárez Ángeles, V.H. Salinas, “*Resistencia y Deformación de Muros de Mampostería Combinada y Confinada Sujetos a Cargas Laterales*”, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 76 29-60 (2007), 2007.
- R. Meli, “*Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería*”, Serie No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1975.
- Boppana, R.R., and Naeim, F., “*Modeling of Floor Diaphragms in Concrete Shear Wall Buildings*,” Concrete International, Design & Construction, ACI, July, 1985
- Naeim, F. and Boppana, R.R., (2001), “*Seismic Design of Floor Diaphragms*”, The Seismic Design Handbook, 2nd Edition, Naeim, F. (ed.), Kluwer Academic Publishers, New York.
- Chinchilla, y Tena-Colunga (2013), “*Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos*” Revista de Ingeniería Sísmica No. 89 135-166 (2013)
- Tena-Colunga A, Cortés Benítez J.A. “*Evaluación de la condición de diafragma rígido o flexible para el empleo del método simplificado en estructuras de mampostería*”. Revista Ingeniería Sísmica, SMIS 2009, Puebla.
- Bertero V.V., Anderson J.C and Tokoro K.T. (2004) “*Uncertainties in Determining Diaphragm Flexibility*”.13WCEE, Vancouver, B.C, Canada, Vol. 4, paper No. 565